

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



SCUOLA DI DOTTORATO IN INGEGNERIA INDUSTRIALE

CORSO DI DOTTORATO IN
INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE

Coordinatore: Prof. Domenico Acierno

XXI CICLO

EDOARDO FUSCO

TESI

*Valutazione e Miglioramento Sismico
mediante Materiali Avanzati di
Edifici Storici in Muratura*



TUTOR:

Prof. Ing. Gaetano Manfredi - Ing. Andrea Prota

Correlatore:

Ing. Andrea Penna

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



SCUOLA DI DOTTORATO IN INGEGNERIA INDUSTRIALE

CORSO DI DOTTORATO IN
INGEGNERIA DEI MATERIALI E DELLE STRUTTURE

Coordinatore: Prof. Ing. Domenico Acierno

XXI CICLO

EDOARDO FUSCO

TESI DI DOTTORATO

***VALUTAZIONE E MIGLIORAMENTO
SISMICO MEDIANTE MATERIALI
AVANZATI DI EDIFICI STORICI IN
MURATURA***

TUTOR:

***Prof. Ing. Gaetano Manfredi
Ing. Andrea Prota***

CORRELATORE:

Ing. Andrea Penna

Alla mia famiglia

Ringraziamenti

In questo lungo percorso di studio e di ricerca, per me estremamente affascinante e formativo, ma anche molto impegnativo, sono state tante le persone che mi hanno sostenuto e che si sono rivelate importanti e decisivi punti di riferimento.

Un grazie di cuore va innanzitutto al Prof. Gaetano Manfredi, al Prof. Edoardo Cosenza e all'Ing. Andrea Prota, persone di grande spessore culturale ed umano, che mi hanno dato la possibilità di entrare a far parte del loro gruppo di ricerca e che, con la loro insostituibile guida, hanno inciso in modo significativo nella mia vita di giovane studioso.

Un ringraziamento particolare va all'Ing. Marco Di Ludovico, all'Ing. Andrea Penna e all'Ing. Alessandro Galasco, i quali, con i loro preziosi consigli e suggerimenti, hanno agevolato ed arricchito il mio lavoro.

Desidero ringraziare, inoltre, poi l'Ing. Giuseppe Campanella, l'Ing. Gian Piero Lignola e, ancora una volta, l'Ing. Marco Di Ludovico per l'amicizia che mi hanno accordato e per essermi stati vicini quando ho avuto bisogno del loro aiuto.

Un grazie affettuoso va ad Antonello Massanova, Alberto Zinno, Antonio Neri, Vincenzo Sorrentino e Antonio Giustino, ieri studenti, oggi miei colleghi, che con il loro entusiasmo mi hanno dato continui stimoli e che con serietà ed impegno mi hanno aiutato a portare avanti le ricerche sviluppate in questi anni.

Desidero ringraziare ancora l'Ing. Giuseppe Sabatino e i tecnici del laboratorio Giuseppe Costagliola, Luigi Frascogna, Giovanni Manetta ed Emanuele Scaiella, per la loro disponibilità nei miei confronti e per l'affetto che mi hanno sempre riservato.

Desidero ringraziare, infine, i miei genitori, i miei fratelli, Valeria, Veronica, Federica ed il piccolo Aldo che mi hanno sempre sostenuto ed incoraggiato nei momenti più difficili ed impegnativi.

INDICE

Introduzione

I.1. Le costruzioni in muratura	pag.	1
I.2. Meccanismi di danno degli elementi murari	pag.	3
I.2.1. Meccanismi fuori del piano	pag.	5
I.2.2. Meccanismi nel piano	pag.	10
I.3. Comportamento sismico degli edifici in muratura	pag.	12
I.3.1. Comportamento globale degli edifici in muratura	pag.	13
I.3.2. Meccanismi locali degli edifici in muratura	pag.	15
I.4. Organizzazione della tesi	pag.	17

PARTE I

Capitolo 1

L'evoluzione del quadro normativo relativo alle costruzioni in muratura

1.1. La normativa sismica italiana tra il 2003 ed il 2008	pag.	19
1.2. L'O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i.	pag.	21

1.3.	Le “Linee Guida” per i Beni Culturali	pag.	28
1.4.	Il D.M. 14/01/2008: Norme Tecniche per le Costruzioni	pag.	31

Capitolo 2

La modellazione strutturale degli edifici in muratura: il Codice TREMURI

2.1.	Introduzione	pag.	37
2.2.	Il macroelemento	pag.	38
2.3.	La modellazione della parete	pag.	40
2.4.	La modellazione tridimensionale	pag.	42
2.5.	Le procedure di analisi tridimensionale	pag.	46
2.6.	Analisi statica non lineare	pag.	48
2.6.1.	Curva di capacità della struttura	pag.	49
2.6.2.	Curva di capacità bilineare equivalente	pag.	51
2.6.3.	Determinazione della domanda di spostamento	pag.	53
2.6.4.	Verifiche di sicurezza	pag.	54

Capitolo 3

Il caso studio: il Monastero di San Michele Arcangelo

3.1.	Storia del Monastero di San Michele Arcangelo	pag.	57
3.2.	Il monastero oggi	pag.	58

3.3. Lo studio dell'edificio	pag.	62
3.3.1. Il rilievo geometrico-strutturale	pag.	63
3.3.2. La tipologia costruttiva ed i materiali utilizzati	pag.	69
3.3.3. Il quadro dei dissesti	pag.	72
3.4. Le indagini sperimentali	pag.	77
3.4.1. Le analisi di laboratorio	pag.	77
3.4.2. Le indagini in sito	pag.	82
3.5. L'analisi dei carichi	pag.	85

Capitolo 4

Modellazione, analisi e verifiche dell'edificio

4.1. Premessa	pag.	87
4.2. Il modello del monastero	pag.	88
4.2.1. Analisi sismiche con il codice TREMURI	pag.	91
4.3. Meccanismi locali di collasso: modelli e verifiche	pag.	94
4.4. Analisi sismiche secondo l'O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i.	pag.	98
4.4.1. Analisi globale dello stato di fatto	pag.	101
4.4.2. Analisi dei meccanismi locali allo stato di fatto	pag.	102
4.4.3. Scelta degli interventi	pag.	106
4.4.4. Analisi dell'edificio post-intervento	pag.	107
4.5. Analisi sismiche secondo il D.M. 14/01/2008	pag.	109

4.5.1.	Analisi globale dello stato di fatto	pag.	112
4.5.2.	Analisi dei meccanismi locali allo stato di fatto	pag.	113
4.5.3.	Scelta degli interventi	pag.	115
4.5.4.	Analisi dell'edificio post-intervento	pag.	115
4.6.	Analisi sismiche secondo il D.M. 14/01/2008 con le indicazioni delle Linee Guida dei Beni Culturali	pag.	117
4.6.1.	Analisi globale dello stato di fatto	pag.	119
4.6.2.	Analisi dei meccanismi locali allo stato di fatto	pag.	120
4.6.3.	Scelta degli interventi	pag.	120
4.6.4.	Analisi dell'edificio post-intervento	pag.	121
4.7.	Confronto dei risultati	pag.	122

PARTE II

Capitolo 5

Il confinamento delle colonne murarie

5.1.	Legge costitutiva della muratura non confinata	pag.	125
5.1.1.	Resistenza caratteristica a compressione della muratura non confinata	pag.	127
5.1.2.	Legame costitutivo della muratura non confinata: stato dell'arte	pag.	129

5.2.	Il confinamento delle colonne murarie	pag.	131
5.3.	L'approccio del CNR-DT200/2004 al confinamento con FRP	pag.	134
5.4.	Colonne murarie confinate con FRP: stato dell'arte	pag.	140
5.4.1.	Faella et al.	pag.	141
5.4.2.	Krevaikas et al.	pag.	144
5.4.3.	Corradi et al.	pag.	148

Capitolo 6

Descrizione della campagna sperimentale

6.1.	Obiettivi della campagna sperimentale	pag.	153
6.2.	Programma sperimentale	pag.	154
6.3.	Materiali impiegati nella sperimentazione e loro caratteristiche meccaniche	pag.	157
6.3.1.	Elementi lapidei in laterizio	pag.	158
6.3.2.	Elementi lapidei in tufo	pag.	159
6.3.3.	Mapei Mape-Antique MC	pag.	161
6.3.4.	Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio (CFRP)	pag.	164
6.3.5.	Tessuto unidirezionale in fibra di vetro (GFRP)	pag.	166
6.3.6.	Tessuto unidirezionale in fibra di basalto (BFRP)	pag.	167
6.3.7.	Rete preformata in fibra di vetro (GFRP Grid)	pag.	169
6.3.8.	Malta fibrorinforzata: Mapei Planitop HDM Maxi (RM)	pag.	170

6.4.	Realizzazione dei provini	pag.	171
6.5.	Modalità di installazione del rinforzo	pag.	174
6.5.1.	Applicazione di tessuto unidirezionale mediante l'impiego di resina epossidica	pag.	174
6.5.2.	Applicazione di rete preformata in fibra di vetro con supporto in malta fibrorinforzata	pag.	176
6.5.3.	Applicazione di camicia di rinforzo in malta cementizia fibrorinforzata	pag.	178
6.6.	Set-up di prova	pag.	179

Capitolo 7

Analisi e discussione dei risultati sperimentali

7.1.	Elaborazione dei risultati sperimentali	pag.	185
7.2.	Discussione dei risultati sperimentali sui pilastrini in muratura di tufo	pag.	187
7.2.1.	Confronto tra le diverse tipologie di rinforzo	pag.	187
7.2.2.	Incrementi in termini di resistenza a compressione	pag.	194
7.2.3.	Incrementi in termini di deformazione verticale	pag.	196
7.2.4.	Analisi delle deformazioni trasversali	pag.	197
7.3.	Discussione dei risultati sperimentali sui pilastrini in muratura di mattoni	pag.	202
7.3.1.	Confronto tra le diverse tipologie di rinforzo	pag.	203
7.3.2.	Incrementi in termini di resistenza a compressione	pag.	209

7.3.3. Incrementi in termini di deformazione verticale	pag.	210
7.3.4. Analisi delle deformazioni trasversali	pag.	211

Capitolo 8

Confronti teorico-sperimentale

8.1. Premessa	pag.	217
8.2. Muratura non confinata	pag.	217
8.3. Muratura confinata	pag.	222
8.3.1. Muratura confinata: fasciatura con materiali compositi	pag.	222
8.3.2. Muratura confinata: incamiciatura in malta fibrorinforzata	pag.	234

<i>Conclusioni</i>	pag.	239
---------------------------	------	-----

<i>Bibliografia</i>	pag.	245
----------------------------	------	-----

<i>Appendice A</i>	pag.	251
---------------------------	------	-----

<i>Appendice B</i>	pag.	259
---------------------------	------	-----



Introduzione

I.1. Le costruzioni in muratura

Gli edifici storici in muratura costituiscono una parte considerevole del patrimonio edilizio e monumentale italiano. In questa categoria di manufatti sono compresi non solo i casi di edilizia monumentale individuati e tutelati dalla legge 1089/39, ma anche gli edifici degni di significativo interesse sia per la loro singolarità che per l'insieme unitario che concorrono a definire.

Questi edifici, giunti a noi ed ancora utilizzati dopo secoli di vita, costituiscono, infatti, nel loro complesso, una testimonianza materiale dell'identità storica e culturale del nostro paese. Di fatto ogni edificio in muratura, in particolar modo quelli a carattere monumentale, rappresenta un unicum, un manufatto a se stante ed irripetibile.

I principi secondo i quali sono stati realizzati non rispondono a quelli classici della meccanica dei materiali e delle strutture, ma si basano sull'osservanza della regola dell'arte, la quale basandosi essenzialmente sui principi dell'equilibrio dei corpi rigidi, dettava criteri di proporzionamento geometrico e regole costruttive. Pur non essendo stati realizzati per far fronte alle azioni sismiche, nelle aree a maggior rischio sismico sono riscontrabili, già nella configurazione originaria del manufatto, opportuni accorgimenti costruttivi a testimonianza che la frequenza del terremoto portava a considerare tale azione già in ottica preventiva; d'altra parte non si può non osservare che la loro presenza è di per sé una testimonianza di efficienza strutturale e rispetto dell'esecuzione a regola d'arte.

Per i costruttori, dunque, realizzare l'opera in conformità alle regole dell'arte equivaleva a rispettare le attuali prescrizioni di normativa. La regola dell'arte, inoltre, si differenziava per zona geografica di origine, il che è dovuto soprattutto al fatto che i materiali da costruzione disponibili variavano da regione a regione (è chiaro, ad esempio, che il proporzionamento geometrico

di un muro non può basarsi sulla stessa regola se si passa da una muratura di mattoni ad una muratura di pietre naturali semplicemente sbozzate).

La scoperta del cemento armato, avvenuta verso la fine dell'800, ha di fatto chiuso un'epoca lunga millenni, nella quale le strutture in muratura hanno rappresentato, almeno nell'ambito delle costruzioni monumentali, l'unica tipologia costruttiva.

La situazione in Italia è comunque precipitata negli Anni '50. Dopo la Seconda Guerra Mondiale, infatti, i numerosi danni subiti dall'edilizia esistente, costituita all'epoca quasi esclusivamente da edifici in muratura, ha fatto sì che questi fossero progressivamente abbandonati a favore dell'edilizia in cemento armato che nel frattempo cominciava a diffondersi su vasta scala. Ulteriore incentivo all'abbandono degli edifici in muratura sono stati i danni subiti dal patrimonio esistente a seguito degli eventi sismici che hanno interessato vaste aree del territorio nazionale negli ultimi cinquant'anni (Friuli, Irpinia, Umbria, Molise).

La progressiva perdita di interesse verso gli edifici in muratura e la preferenza per quelli in cemento armato percepiti erroneamente come imprescindibilmente più sicuri, ha fatto sì che nell'arco di poco più di un secolo sia stato disperso quell'enorme bagaglio di conoscenze tecniche e costruttive affinati in millenni di tradizione costruttiva realizzata in muratura.

Negli ultimi quindici anni, si è registrata una forte inversione di tendenza che ha decisamente rivalutato l'intero patrimonio edilizio in muratura, sia quello monumentale, caratterizzato da un indiscutibile pregio artistico ed architettonico, sia quello tradizionale, in quanto visto come espressione della memoria storica delle culture locali.

Tale inversione di tendenza ha posto gli operatori di fronte alla necessità di operare interventi su edifici costruiti spesso anche più di un secolo fa, non avendo a disposizione gli opportuni strumenti di calcolo e di verifica per lo studio delle costruzioni in muratura sotto azioni sia statiche che sismiche, né tanto meno dei riferimenti normativi chiari a cui affidarsi. Dopo un periodo di profonda difficoltà, negli ultimi anni sono stati fatti importanti passi in avanti che stanno consentendo di recuperare il bagaglio di conoscenza relativo alle costruzioni in muratura e, contestualmente, di riorganizzarlo nell'ambito di un approccio più scientifico e meno empirico.



Oggi lo scenario è completamente cambiato: le normative tecniche emanate a partire dal 2003 hanno dato spazio sempre crescente allo studio degli edifici in muratura e, in particolare, a quelli esistenti, ed hanno fatto propri i principali risultati delle ricerche condotte nel corso degli ultimi tempi.

Nonostante gli sforzi e gli indiscutibili successi ottenuti in questo settore di ricerca, manca ancora, però, uno strumento di analisi generale, idoneo ed esaustivo per lo studio, in particolare dal punto di vista sismico, delle costruzioni in muratura, sia a causa della loro intrinseca eterogeneità (tanto per forma e per tipologia costruttiva che per materiali), sia a causa dello specifico comportamento meccanico del materiale muratura.

L'adeguamento sismico di tali edifici si configura, pertanto, come un problema la cui difficoltà è nel definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle degli edifici ordinari, in quanto la loro varietà tipologica non consente di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione ed analisi. Per gli edifici in muratura appartenenti al patrimonio architettonico tutelato le difficoltà appena espresse sono esasperate dal fatto che ci sia un notevole contrasto tra l'esigenza di conservazione del bene e la necessità di garantire la sicurezza strutturale specie quando, come spesso accade in Italia, il bene ospita funzioni strategiche al suo interno.

I.2. Meccanismi di danno degli elementi murari

I meccanismi di danno osservati negli edifici in muratura possono essere sostanzialmente ricondotti a due categorie (Giuffrè, 1999), a seconda del tipo di risposta delle pareti e del loro mutuo grado di connessione:

- meccanismi di primo modo;
- meccanismi di secondo modo.

Nella prima categoria (Figura 1.1) rientrano i meccanismi connessi alla risposta fuori dal piano delle pareti in muratura, in cui la sollecitazione è essenzialmente di tipo flessionale ed il collasso avviene per ribaltamento.



Figura 1.1 - Meccanismi di crisi di primo modo

I meccanismi di secondo modo (Figura 1.2) sono correlati, invece, alla risposta delle pareti alle azioni nel proprio piano, con danneggiamenti tipicamente per taglio e flessione.



Figura 1.2 - Meccanismi di secondo modo: a) Meccanismo di crisi per taglio; b) Meccanismo di crisi per flessione-ribaltamento

L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale della struttura, che a sua volta è funzione delle caratteristiche tipologiche, tecnologiche e costruttive dell'edificio. In



quest'ottica, risulta di fondamentale importanza l'identificazione delle strutture resistenti alle azioni esterne e della loro mutua correlazione, al fine di indagarne l'influenza sul comportamento globale.

I.2.1. Meccanismi fuori del piano

I meccanismi di collasso fuori dal piano giocano un ruolo fondamentale nella definizione del comportamento meccanico del pannello murario e nell'interazione di quest'ultimo con l'intera struttura.

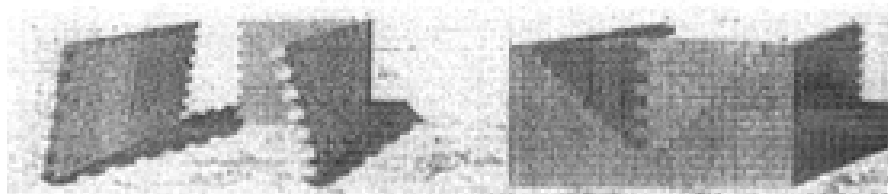


Figura 1.3 - Meccanismi di collasso di Rondelet

Probabilmente il primo tentativo di descrivere e studiare tali meccanismi fu condotto da Rondelet nel 1802; egli propose tre semplici meccanismi (Figura 1.3), per i quali il carico di collasso è calcolato come funzione delle condizioni al contorno e della geometria delle pareti.

Negli ultimi anni molti autori (Giuffrè, 1989 - Hobbs, Ting and Gilbert, 1994 - Giuffrè, 1999 - Casapulla, 1999 - De Felice, 1999) hanno approfondito lo studio dei meccanismi di collasso fuori del piano, cercando nel contempo di proporre anche modelli matematici in grado di prevederne l'innescio.

Nel 1999 gli studiosi D'Ayala e Speranza hanno proposto, nell'ambito di uno studio sulla vulnerabilità sismica degli edifici storici, un'accurata collezione di tutti i meccanismi di collasso fuori del piano. In Figura 1.4 sono riportati tutti meccanismi individuati dai due studiosi.

Di seguito sono sinteticamente illustrati i meccanismi di collasso fuori del piano maggiormente riscontrati negli edifici in muratura. Essi possono raggrupparsi in quattro classi:

- meccanismi di ribaltamento semplice;
- meccanismi di flessione verticale;

- meccanismi di flessione orizzontale;
- meccanismi di ribaltamento composto.

TABLE OF COLLAPSE					
	Global overturning	Partial overturning	Arch	Horizontal constrains	Asymmetric connections
Out of plane mechanism	Whole walls connections (A)	(A)	(A)	(A)	
	In plane connections (B)	(B)	(B)	(B)	
	Side walls connections (C)	(C)	(C)	(C)	(C)
	Layer addition (D)	(D)	(D)	(D)	
	Loadless failure (E)	(E)	(E)	(E)	
In plane mechanism	(F)	(F)	(F)		
Roof floor collapse	(G)				(G)

Figura 1.4 - Meccanismi di collasso fuori dal piano (D'Ayala e Speranza, 1999)



Il ribaltamento semplice delle pareti esterne degli edifici rappresenta il danno che si verifica più di frequente ed è anche quello maggiormente pericoloso. Tale meccanismo può essere assimilato ad una rotazione rigida intorno ad una cerniera cilindrica formatasi alla base della parete stessa, in seguito all'azione sismica ortogonale al proprio piano (Figura 1.5).

L'assenza di connessione tra la parete investita dall'azione sismica ed il solaio (assenza di cordolo o catena) e la mancanza di connessione negli angoli con le pareti ad esse ortogonali, favoriscono l'innescare di tale meccanismo che può interessare anche più di un piano dell'edificio.

La forma geometrica con cui esso si presenta può essere di diversi tipi, relativamente al quadro fessurativo rilevato o alla presenza delle aperture nella parete che ne influenzano la progressione.

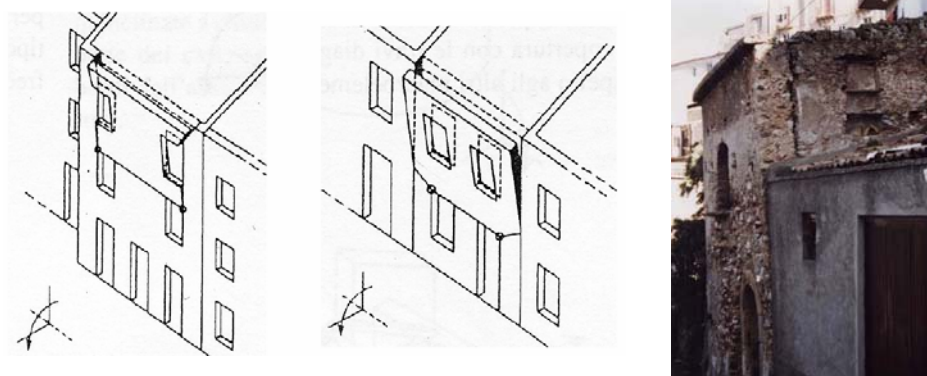


Figura 1.5 – Meccanismo di ribaltamento semplice (Regione Molise, 2005)

I meccanismi di flessione verticale sono piuttosto comuni negli edifici in muratura. Tale meccanismo (Figura 1.6) si verifica quando una parete, che si estende per due piani consecutivi, presenta il cordolo in sommità ma ha il solaio intermedio privo di collegamento con la muratura. Il cordolo di sommità, in questo caso, impedisce il ribaltamento dell'intera parete verso l'esterno ed il collasso può avvenire per instabilità verticale. Un tale cinematismo è favorito da una qualità scadente della muratura (muratura a sacco) che rende instabile la parete alle azioni orizzontali ortogonali al piano medio, generate da strutture spingenti quali archi o volte o da solai non trattenuti.

Anche in questo caso, il meccanismo in questione, che si palesa attraverso un fuori piombo della parete, può interessare più piani dell'edificio.

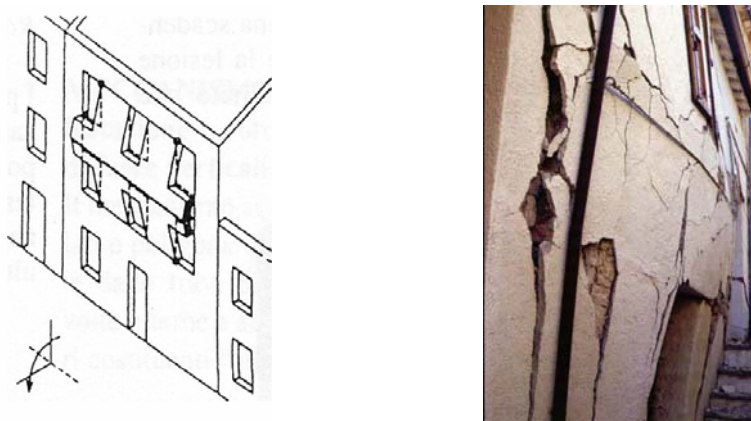


Figura 1.6 – Meccanismo di ribaltamento per flessione verticale (Regione Molise, 2005)

I meccanismi di flessione orizzontale si presentano laddove i pannelli murari sono efficacemente ammortati alle pareti ortogonali, ed il lato sommitale non è collegato al solaio (Figura 1.7).

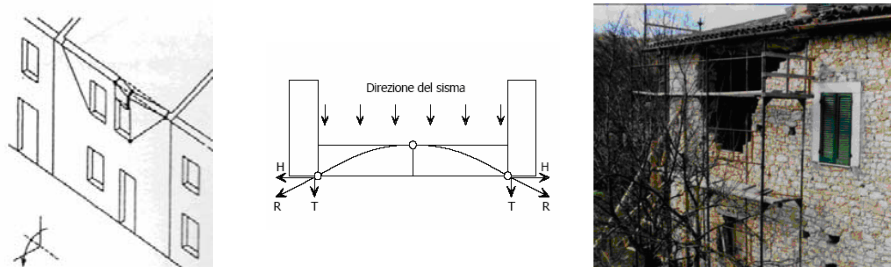


Figura 1.7 – Meccanismo di ribaltamento per flessione verticale (Regione Molise, 2005)

All'interno della parete si instaura un meccanismo ad arco orizzontale sollecitato da una azione ortogonale al piano della parete. Tale azione si trasmette alle pareti ortogonali ed è scomponibile in due componenti, T ortogonale alla parete in questione e H parallela al suo piano.

L'attivazione del meccanismo è preceduto dalla formazione di un arco a tre cerniere nello spessore del muro, due delle quali si formano agli estremi della parete ed una in mezzeria. Il collasso si innesca nel caso in cui la componente H della spinta non sia sufficientemente contrastata, per cui l'evoluzione del cinematismo dipende dalla capacità delle pareti ortogonali di fronteggiare le spinte H .

Nella classe di meccanismi per ribaltamento composto ricadono quei meccanismi in cui si ha il ribaltamento di una parete che trascina con sé una parte della parete di spina ad essa ortogonale (Figura 1.8). Tale meccanismo si verifica di solito in quelle strutture nelle quali l'ammorsamento nei cantonali è di buona fattura, mentre la parete interessata dal ribaltamento non presenta collegamenti sommitali con il solaio.

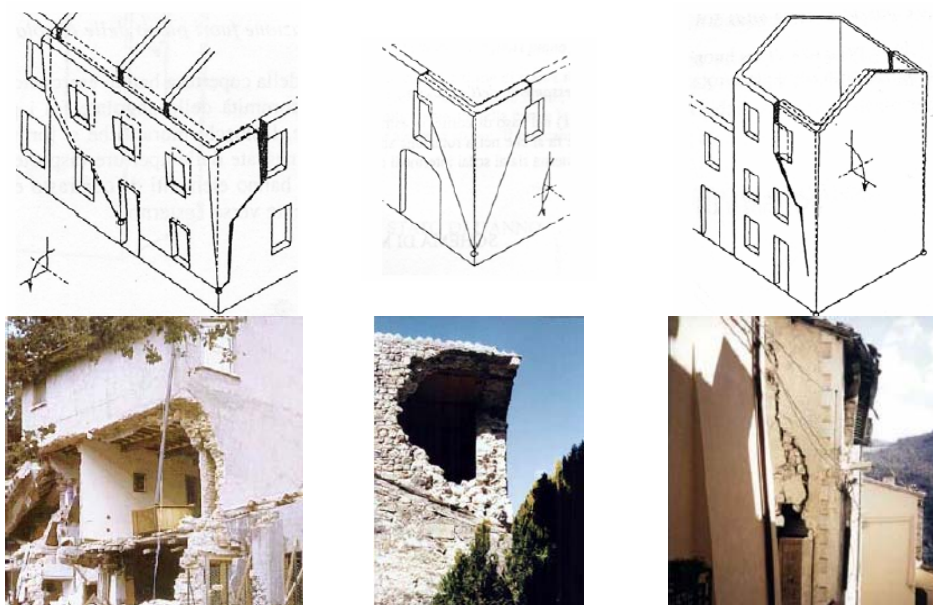


Figura 1.8 – Meccanismi di ribaltamento composto (Regione Molise, 2005)

La configurazione con cui si presenta il meccanismo dipende dalla tipologia di solaio. In presenza di solai tradizionali privi di soletta armata (solai in legno), il meccanismo di ribaltamento è accompagnato dal distacco di un cuneo diagonale della parete ortogonale. Nel caso siano presenti solai con soletta

rigida armata (solai laterocementizi o in ferro), al ribaltamento della parete si accompagna il distacco di un cuneo a doppia diagonale della parete di controvento.

Il ribaltamento composto, che può essere interpretato come una variante del meccanismo di ribaltamento semplice, è fortemente influenzato, inoltre, dal tipo di muratura e dalla presenza di aperture nelle pareti di controvento, da cui dipendono in particolare le dimensioni e la configurazione del cuneo di distacco. Esso riguarda generalmente murature a comportamento monolitico e può attivarsi solo in pareti di buona qualità e manifattura. In quanto alla forma, può interessare diverse geometrie del macroelemento coinvolto e più piani dell'edificio, ed è influenzato anche dalla presenza di dispositivi di connessione ai vari livelli. La forma e le dimensioni del cuneo di distacco sono determinate dalla presenza di aperture in prossimità dei cantonali d'angolo.

I.2.2. Meccanismi nel piano

Un pannello in muratura è in grado di resistere a forze laterali agenti nel piano grazie all'effetto combinato della rigidezza flessionale, della rigidezza tagliente e dell'inerzia del pannello stesso visto come corpo rigido: la ripartizione dell'azione tra ciascuno di questi tre contributi di resistenza è funzione delle proprietà geometriche e meccaniche del pannello, delle condizioni di carico e delle condizioni al contorno. In linea generale è possibile affermare che per i pannelli tozzi il maggior contributo allo spostamento laterale è dato dalla deformazione tagliente, mentre nel caso di pannelli snelli esso è dato dalla deformazione flessionale e in quelli molto snelli lo stesso è dato dal comportamento tipo corpo rigido.

I principali meccanismi di collasso nel piano sono tre (Figura 1.9):

- il meccanismo di rottura per taglio diagonale;
- il meccanismo di rottura per taglio scorrimento;
- il meccanismo di rottura per pressoflessione-ribaltamento.

I meccanismi di rottura per taglio includono solitamente meccanismi fessurativi di diversa natura, ascrivibili all'effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali in combinazione con le componenti di tensione normale.

Questi tipi di rottura sono tra i più frequenti nelle costruzioni in muratura semplice e possono essere ricondotti ai due meccanismi sopra citati.

Il meccanismo di rottura per taglio diagonale è governato dalla formazione e dallo sviluppo di una o più fessure inclinate diagonalmente, che possono seguire l'andamento dei giunti di malta (fessure “a scaletta”) oppure interessare i mattoni stessi, in funzione della resistenza dei giunti di malta, dell'interfaccia malta-mattone oppure dei mattoni stessi. Tale meccanismo è di tipo fragile, in particolare quando l'azione tagliante è di tipo ciclico, con la formazione di due sistemi di fessure diagonali incrociate.

Il meccanismo di rottura per taglio scorrimento, invece, è favorito da bassi livelli di carichi verticali e bassi valori del coefficiente di attrito ed è caratterizzato dalla formazione di fessure orizzontali nei giunti soggetti all'azione del sisma che inverte la direzione di applicazione; potenziali piani di scorrimento possono formarsi lungo i giunti fessurati.

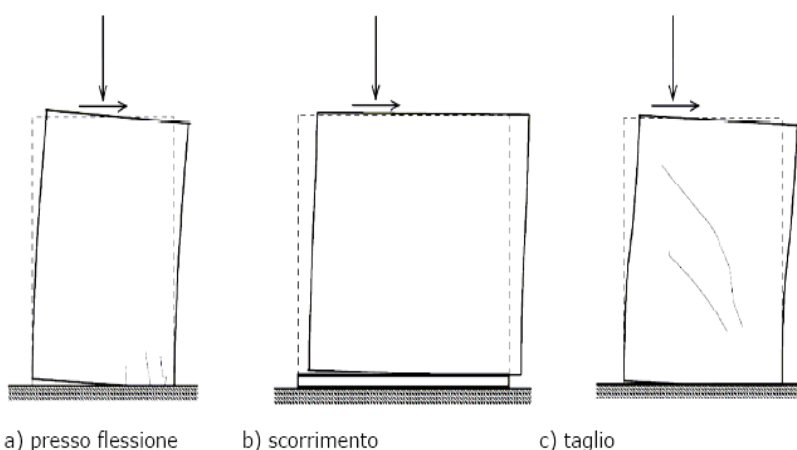


Figura 1.9 – Meccanismi di rottura del pannello murario (Macchi G. e Magenes G., 2002)

Il meccanismo di rottura per pressoflessione-ribaltamento si verifica generalmente in pannelli snelli ed è caratterizzata da una parzializzazione dell'elemento con apertura di fessure flessionali e schiacciamento degli spigoli compressi; per bassi valori di azione assiale, l'estensione della zona compressa è modesta, si rileva un'ampia apertura delle fessure flessionali ed il pannello tende

a sviluppare un cinematismo di ribaltamento nel piano simile a quello di un blocco rigido (rocking).

La tipologia di danno, anche in presenza di una stessa modalità di collasso, è fortemente influenzata dalla tipologia costruttiva e dalle caratteristiche della muratura. In Figura 1.10 si evidenzia come, in murature realizzate con malta di buona qualità la rottura per flessione ribaltamento si realizzi generalmente attraverso la formazione di fessure orizzontali alla base del pannello con relativo innalzamento dell'intero pannello; in assenza di malta, invece, si ha il ribaltamento di una porzione di muro individuata da una linea di rottura la cui inclinazione è legata alla forma ed alla tessitura degli elementi.

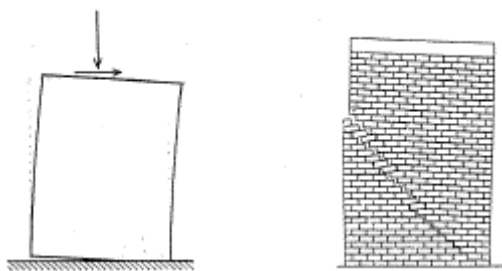


Figura 1.10 – Meccanismi di pressoflessione-ribaltamento: a sinistra nel caso di muratura coesiva, a destra per muratura a secco (Giuffrè et al. 1994)

I.3. Comportamento sismico degli edifici in muratura

In una costruzione in muratura è possibile identificare molteplici strutture resistenti a seconda della condizione di carico considerata. Tuttavia, operando una schematizzazione, possono essere identificati come elementi resistenti le pareti verticali e gli orizzontamenti (intendendo con tale termine la categoria più ampia di solai, volte, coperture), sia pure con un diverso comportamento a seconda della sollecitazione considerata.

Relativamente alla risposta al sisma degli edifici in muratura, è possibile affermare che essa è fortemente legata, ancor prima che alle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, alla regolarità strutturale e al grado di interconnessione tra i muri e tra i muri e gli orizzontamenti. Le prescrizioni,



riportate ormai in tutte le normative di progetto moderne, in merito alla necessità di collegare in modo opportuno orizzontamenti e pareti mediante cordolature ed incatenamenti hanno, in ambito sismico, ancor maggiore rilevanza e hanno lo scopo di evitare alcuni comportamenti fortemente deficitari che sono stati riscontrati in edifici di vecchia costruzione.

È ben noto, infatti, che la presenza di un buon ammorsamento tra le pareti o di connessioni anche puntuali, ottenibili, per esempio, tramite l'inserimento di catene metalliche, inneschi la collaborazione nella risposta tra le varie componenti dell'organismo funzionale: l'edificio può esibire così un comportamento scatolare d'insieme che porta le pareti a ricorrere maggiormente alle risorse di resistenza e rigidezza nel proprio piano, limitando drasticamente l'occorrenza di meccanismi di primo modo e riducendone la vulnerabilità associata.

Nel caso in cui si realizzi il comportamento scatolare dell'edificio, la rigidezza dei solai nel proprio piano assume un ruolo fondamentale, in particolare nei riguardi dell'azione sismica: solai rigidi ripartiscono le azioni fra le pareti in base alla loro rigidezza ed alla posizione in pianta, favorendo, inoltre, l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano; di contro, nel caso di solai molto flessibili, la ripartizione delle azioni sulle varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area d'influenza per i carichi verticali, accentuandone il comportamento indipendente.

I.3.1. Comportamento globale degli edifici in muratura

La realizzazione del comportamento scatolare rende possibile la definizione di una vulnerabilità globale per l'edificio. Essa dipende dalla risposta sismica di tutto il sistema strutturale, che è governata dalla risposta nel piano delle pareti e dall'azione di collegamento e ripartizione esercitata dagli orizzontamenti. Ne consegue come, particolarmente in questi casi, risulti di fondamentale importanza disporre di adeguati strumenti di calcolo che permettano di indagare il comportamento tridimensionale dell'edificio, che, specie quando investito da un sisma violento, risulta fortemente influenzato dalla non linearità della risposta.

I primi metodi di analisi non lineare furono introdotti nelle normative tecniche a seguito del sisma del Friuli del 1976, sotto forma di metodi semplificati di

tipo statico equivalente. Di tali metodi, il metodo POR, proposto originariamente da ricercatori sloveni (Tomažević, 1978), ebbe una notevole diffusione e venne successivamente ripreso nella circolare esplicativa al D.M. 2/7/81 “Norme per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia”. Tale metodo, partendo dal presupposto che il meccanismo di collasso dominante dell’edificio sia dato dalla rottura per taglio dei maschi di un piano critico (meccanismo “di piano”), esegue una valutazione della risposta taglio-spostamento separatamente per ogni interpiano.

Nel corso degli anni sono stati compiuti alcuni significativi progressi nella definizione di metodi di analisi non lineare, a diversi livelli di complessità, per valutare correttamente il comportamento resistente di pareti complesse e di edifici soggetti ad azioni di tipo sismico.

Le alternative per l’analisi non lineare monotona di pareti caricate nel piano sono attualmente numerose: sono state proposte analisi per macroelementi bidimensionali con materiale non reagente a trazione (Braga e Liberatore, 1991, D’Asdia e Viskovic, 1994), metodi basati sull’idealizzazione del comportamento statico dei pannelli mediante bielle o puntoni equivalenti (Calderoni, Lenza e Pagano, 1989), metodi basati sull’analisi limite (Abruzzese, Como e Lanni, 1992), metodi a telaio equivalente ottenuti come evoluzione dei concetti che stanno alla base dei metodi di tipo POR (Raithel e Augenti, 1984, Magenes e Della Fontana, 1998). I metodi citati consentono un’analisi non lineare con un impegno computazionale relativamente ridotto, ed alcuni di essi sono applicabili a edifici tridimensionali. Nella scelta del modello è comunque fondamentale verificare i seguenti punti:

- che il modello preveda tutti i possibili meccanismi di rottura significativi per gli elementi che compongono la struttura (verticali e orizzontali): rotture per taglio, rotture per pressoflessione o ribaltamento;
- che il modello rispetti gli equilibri locali e globali.

La verifica dei punti precedenti mette al riparo da errori macroscopici, quali verrebbero commessi applicando, ad esempio, il metodo POR ad edifici con elementi orizzontali flessionalmente deformabili e/o con resistenza limitata.



Progressi significativi sono stati registrati anche nella modellazione del comportamento ciclico mediante modelli costitutivi da utilizzare in analisi raffinate ad elementi finiti (Gambarotta e Lagomarsino, 1997) che in analisi con macroelementi (Brencich e Lagomarsino, 1997).

I modelli sviluppati sono stati implementati all'interno di codici di calcolo che sono giunti sul mercato divenendo uno prezioso strumento per i tecnici. In particolare l'utilizzo di macroelementi caratterizzati da una notevole semplificazione nella geometria e nella cinematica, ma da una modellazione piuttosto dettagliata del comportamento ciclico (descritto ad esempio in termini di leggi forza-spostamento di tipo evolutivo-degradante), ha avuto un certo sviluppo in ambito sismico sia per la muratura armata che per la muratura non armata, in quanto consente l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari con un onere computazionale relativamente ridotto.

I.3.2. Meccanismi locali degli edifici in muratura

Alla verifica globale della risposta dell'edificio è necessario affiancare le verifiche dei meccanismi locali. Qualora ci siano carenze nel collegamento tra pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti, anche limitate a piccole porzioni di un edificio, infatti, la struttura non è in grado di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti e a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte: le singole pareti mostreranno, quindi, una risposta indipendente, che favorirà l'innescare di meccanismi di collasso locali, caratterizzati dal comportamento fuori piano delle pareti interessate.

Le verifiche dei meccanismi fuori del piano vengono solitamente svolte sulla base di uno schema strutturale locale, in cui la parete compresa fra due solai consecutivi è soggetta ad una azione distribuita proporzionale alla sua massa ed ortogonale al piano della parete.

I solai, se rigidi nel loro piano e se efficacemente collegati alla parete in questione e a pareti di controvento ad essa ortogonali, costituiscono un vincolo nei confronti dell'inflessione fuori dal piano (Figura 1.11a). In questi casi si riducono sensibilmente le inflessioni fuori dal piano dei muri, si favorisce il comportamento "scatolare" e si aumenta il grado di iperstaticità della struttura.

Se viceversa i solai non sono rigidi nel loro piano (come nel caso di vecchi edifici esistenti), o non sono collegati a muri di controvento, il problema diventa notevolmente più complesso in quanto i solai non costituiscono più un vincolo, ma semmai introducono un'eccitazione dinamica ortogonale al piano della parete su cui appoggiano. Nel caso di edifici con solai in legno senza ancoraggi efficaci alla muratura e senza legature od incatenamenti dei muri, ad esempio, le pareti tendono a separarsi lungo le linee verticali di intersezione, con la formazione di vistose fessure. In queste condizioni i muri tendono a crollare per effetto delle accelerazioni ortogonali al piano della parete. Il crollo o ribaltamento fuori dal piano è ulteriormente favorito dalla presenza di eventuali strutture spingenti (volte, archi, tetto). In questi casi lo schema semplificato assunto dalla normativa sismica italiana è quello di assumere forze orizzontali concentrate proporzionali al carico verticale trasmesso dai solai alla parete in questione (Figura 1.11b).

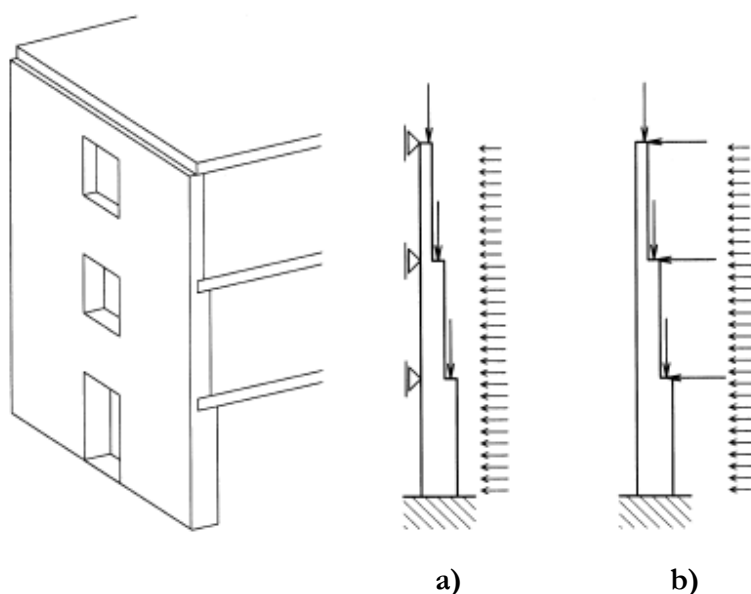


Figura 1.11 – Idealizzazioni di calcolo per le pareti sollecitate ortogonalmente al piano: a) con cordoli e solai rigidi; b) senza cordoli o con solai deformabili



I.4. Organizzazione della tesi

La breve panoramica fin qui prospettata consente di mettere in luce quanto sia complesso lo studio delle costruzioni in muratura. Tale complessità è dovuta alle peculiarità degli edifici in muratura, i quali devono essere sempre studiati contemporaneamente sia dal punto di vista globale con analisi che ne mettano in luce il comportamento d'insieme, sia dal punto di vista locale con modelli che siano in grado di prevedere il comportamento dei singoli pannelli murari ed il contributo fornito al sistema globale.

In quest'ottica è sembrato opportuno sviluppare la presente ricerca secondo due direttrici: la prima ha studiato, alla luce dell'evoluzione normativa degli ultimi anni, lo sviluppo dell'analisi sismica statica non lineare di edifici in muratura tutelati per il loro pregio artistico-architettonico e ed è stata arricchita da un caso studio, quello del Monastero di San Michele Arcangelo in Gragnano; la seconda, che ha preso vita dall'interesse suscitato dalle colonne in muratura del portico del Monastero, approfondisce il tema del rinforzo di elementi murari pressoinflessi mediante l'impiego di materiali innovativi concentrandosi, in particolare, sul confinamento di colonne murarie con l'impiego di materiali compositi.

Il Capitolo 1 del presente lavoro è dunque dedicato ad un inquadramento del problema della valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura soggetti a tutela per il loro valore storico artistico. Esso contiene una panoramica sulle tre principali normative di settore emanate negli ultimi anni in materia di Ingegneria sismica: l'O.P.C.M. 3274 del 2003 così come modificato dal successivo O.P.C.M. 3431 del 2005, le Norme tecniche delle Costruzioni del 2008, le "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni" emanate dal Ministero LL.PP. nel 2007.

Nel Capitolo 2 è presentato il software di calcolo strutturale per gli edifici in muratura TREMURI, il quale è basato su un modello matematico a macroelementi, messo a punto dalle Università di Genova e Pavia.

I Capitoli 3 e 4 descrivono approfonditamente il caso studio che è stato sviluppato nell'ambito della presente tesi. In particolare nel Capitolo 3 viene accuratamente presentato il Monastero di San Michele Arcangelo, e vengono dettagliatamente descritte le indagini eseguite al fine di acquisire la

“conoscenza” dell’edificio. Il Capitolo 4, con il quale si chiude la prima parte della tesi, illustra, invece, i principali risultati ottenuti dalle analisi statiche eseguite sul Monastero in accordo alle varie normative che si sono succedute nell’ultimo quinquennio, mettendo in evidenza, in particolare, gli effetti indotti dall’approccio proposto dalle Linee Guida del 2007.

Nel Capitolo 5 si introduce il topic oggetto della seconda parte della tesi: il confinamento delle colonne murarie. La prima parte del capitolo è destinata a descrivere il comportamento meccanico della muratura soggetta a compressione e illustrare i meccanismi attivati da un eventuale intervento di confinamento. Nella seconda parte sono presentate le tecniche di confinamento basate sull’impiego di materiali compositi e le più interessanti ricerche sull’argomento presenti in letteratura.

Nel Capitolo 6 viene descritta la campagna sperimentale condotta su 30 pilastri in muratura di due diverse tipologie (muratura di laterizi e muratura di tufo giallo napoletano) confinati secondo diverse tipologie di rinforzo tutte basate sull’impiego di materiali innovativi. In questo capitolo, in particolare, oltre a presentare gli obiettivi e l’organizzazione della campagna sperimentale, sono riportati i risultati delle prove di caratterizzazione dei materiali che sono stati utilizzati sia per la costruzione dei provini che per la realizzazione dei rinforzi.

Nella prima parte del Capitolo 7 sono raccolti i risultati della campagna sperimentale e le principali riflessioni che sono state desunte dall’analisi degli stessi, mentre nella parte conclusiva è riportato un interessante confronto tra i risultati ottenuti in questa sperimentazione e quelli ottenuti da altri ricercatori europei. Il considerevole numero di prove eseguite, accoppiato ai risultati già disponibili in letteratura, ha fornito lo spunto per alcune interessanti riflessioni che potranno essere poste alla base delle successive campagne sperimentali già previste ed avviate.



Capitolo 1

L'evoluzione del quadro normativo relativo alle costruzioni in muratura

1.1. La normativa sismica italiana tra il 2003 ed il 2008

L'adeguamento sismico degli edifici in muratura si configura come un problema la cui difficoltà è nel definire procedure di verifica dei requisiti di sicurezza analoghe a quelle degli edifici realizzati in cemento armato (c.a), in quanto la loro varietà tipologica non consente di indicare una strategia univoca ed affidabile di modellazione ed analisi. Ad oggi, non è ancora disponibile uno strumento di analisi generale, idoneo ed esaustivo per lo studio delle costruzioni in muratura, sia a causa della loro intrinseca eterogeneità che sussiste dal punto di vista globale (tipologia e dettagli costruttivi dell'edificio) e dal punto di vista dei materiali di base (tipologia di muratura e di tessitura), sia a causa dello specifico comportamento meccanico del materiale muratura, che non rispecchia le ipotesi tradizionalmente poste alla base della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

La difficoltà di definizione di modelli di calcolo e verifica degli edifici in muratura è sottolineata anche dalla scarsa produzione di codici normativi riguardo a questa materia. Gettando uno sguardo agli ultimi vent'anni si osserva, infatti, che a fronte di una copiosa produzione di codici normativi nel settore dell'Ingegneria Civile e nonostante un patrimonio edilizio costituito in larga parte da edifici in muratura, ben poco spazio è stato lasciato al tema delle costruzioni in muratura, nell'ambito del quale sono stati prodotti soltanto due documenti:

- Circolare LL.PP. n. 21745 del 30/07/1981: "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma";

- D.M.LL.PP. 20/11/1987: “Norme Tecniche per la progettazione esecuzione e collaudo di edifici in muratura e loro consolidamento”;

i quali non contenevano, comunque, alcuna indicazione per gli edifici ricadenti in zona sismica.

Nel corso degli ultimi cinque anni, dopo quasi un ventennio di sostanziale lassismo, si è assistito ad un rifiorire del dibattito scientifico sul tema delle costruzioni in muratura, alimentato soprattutto dalle tragiche conseguenze degli eventi sismici che negli ultimi anni hanno colpito duramente il nostro paese.

Il primo risultato di questo fervore scientifico è stata l’emanazione, nel 2003, dell’O.P.C.M. n. 3274 “Primi elementi in materia di criteri generale per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, successivamente modificata, riveduta e definitivamente sostituita dall’O.P.C.M. n. 3431 del 2005 (d’ora in poi Ordinanza).

Nello stesso anno il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha emanato il D.M. 14/09/2005 “Testo Unico - Norme Tecniche delle Costruzioni”, con lo scopo dichiarato di unificare sia le norme relative al comportamento ed alla resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alla definizione delle azioni e dei loro effetti sulle strutture stesse consentendo una corretta ed affidabile valutazione della sicurezza.

Nel 2006 l’Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha pubblicato una prima bozza delle “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni”. Tali Linee Guida, che sono state poi tramutate nella “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni” del 1/10/2007 (d’ora in poi Linee Guida), sono state redatte con l’intento di specificare un percorso di conoscenza, valutazione della sicurezza sismica e progetto degli eventuali interventi, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale; la finalità è quella di formulare, nel modo più oggettivo possibile, il giudizio finale



sulla sicurezza e sulla conservazione garantite dall'intervento di miglioramento sismico. In particolare, il documento è riferito alle sole costruzioni in muratura.

L'ultimo provvedimento normativo, in ordine temporale, è il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 dal titolo "Norme Tecniche per le Costruzioni" (d'ora in poi NTC-2008), nel quale viene ribadito il concetto di miglioramento sismico per le costruzioni tutelate e riconfermata l'importanza della fase conoscitiva preliminare del manufatto. Quest'ultimo testo ha recepito i contenuti dell'Ordinanza n.3274 ed ha introdotto alcune novità, una su tutte la nuova classificazione sismica nazionale e la definizione di ulteriori Stati Limite.

1.2. L'O.P.C.M. 3274/2003 e s.m.i.

L'evoluzione del quadro normativo relativo alla progettazione delle costruzioni in zona sismica, avvenuta in Italia a seguito dell'emanazione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, definitivamente aggiornata e innovata dall'O.P.C.M. n. 3431 del 3 maggio 2005, ha cambiato modernizzato ed in parte rivoluzionato, dopo 20 anni di sostanziale stasi, anche l'approccio alla progettazione sismica degli edifici in muratura.

L'obiettivo dichiarato di tale norma, che è fortemente ispirato all'Eurocodice 8, è quello di salvaguardare la vita umana, limitare i danni e mantenere funzionanti le strutture essenziali per gli interventi di protezione civile.

La progettazione del nuovo e gli interventi sul costruito si basano su un concetto prestazionale nel quale si riconosce il valore della vita umana e, allo stesso tempo, è riconosciuta l'importanza del contenimento dei costi connessi alla riparazione degli edifici.

Con l'entrata in vigore di tale norma, il territorio nazionale è stato suddiviso in 4 zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore dell'accelerazione orizzontale a_g massima su suolo rigido. L'azione sismica da considerare ai fini delle verifiche è definita dallo spettro elastico con smorzamento viscoso equivalente ($\xi = 5\%$) che rappresenta il massimo valore di un parametro della risposta (spostamento o accelerazione), al variare del periodo di oscillazione di un sistema ad un grado di libertà soggetto ad un determinato evento sismico caratterizzato da un periodo di ritorno di 475 anni.

Per il calcolo dell'azione sismica, oltre a conoscere l'accelerazione su suolo rigido a_g , è necessario conoscere la categoria di appartenenza del suolo di fondazione dell'edificio. A tal proposito l'Ordinanza ha introdotto una classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione e, per ognuno di essi, ha definito i parametri che tengono conto dell'amplificazione sismica che si trasmette alla base dell'edificio.

Per quanto riguarda le verifiche, il livello di protezione sismica degli edifici può essere differenziato in base all'importanza del manufatto. A tale scopo l'Ordinanza ha previsto 3 “categorie di importanza”, a ciascuna delle quali è associato da un “fattore di importanza” γ_I . Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per le costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento).

Nella fattispecie, per gli edifici ritenuti importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri, ecc.), si prescrive un incremento dell'azione sismica del 20% ($\gamma_I=1,2$), mentre, per gli edifici strategici (municipi, prefetture, ecc.), l'incremento è del 40% ($\gamma_I=1,4$); per gli edifici ordinari non è prevista alcuna maggiorazione ($\gamma_I=1$).

Per quanto riguarda gli edifici esistenti, l'Ordinanza ha dedicato un intero capitolo (Capitolo 11) a questa categoria di manufatti, all'interno del quale viene dato ampio spazio agli edifici in muratura ed in particolare a quelli tutelati dalla Legge 1089 del 1939, per i quali dà la possibilità di eseguire interventi di “miglioramento sismico” in luogo dell'adeguamento sismico.

Per miglioramento sismico si intende un insieme di opere che conferiscono alla struttura un incremento della sicurezza sismica, senza necessariamente uniformarsi ai livelli previsti per le nuove costruzioni. Per questi edifici è richiesto il calcolo dei livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascuno Stato Limite previsto per la tipologia strutturale, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'intervento.

Nel Capitolo 11 dell'Ordinanza viene sottolineata l'importanza della conoscenza del fabbricato quando si è chiamati ad operare sul costruito. La fase preliminare di conoscenza e di diagnostica deve essere prevista e programmata all'interno di un opportuno piano delle indagini e deve interessare la geometria dell'edificio, i dettagli costruttivi e le proprietà meccaniche dei materiali.



La scelta di approfondimento determina il livello di conoscenza raggiunto, che l'Ordinanza gradua su tre livelli di approfondimento crescente:

- LC1: conoscenza limitata;
- LC2: conoscenza adeguata;
- LC3: conoscenza accurata.

Da livello di conoscenza raggiunto discende la metodologia di definizione dei valori medi dei parametri meccanici associati alla muratura in esame e la quantificazione del “fattore di confidenza” FC della struttura, parametro che vuole sottolineare come il grado di incertezza nella valutazione della vulnerabilità sismica (in relazione alla possibile presenza di dissesti o difetti strutturali non rilevabili) sia più elevato che nelle nuove costruzioni (Tabella 1.1).

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo strutturale	Limitate verifiche in-situ	Limitate indagini in-situ	Tutti	1.35
LC2		Estese ed esaustive verifiche in-situ	Estese indagini in-situ	Tutti	1.20
LC3			Esaustive indagini in-situ	Tutti	1.00

Tabella 1.1 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Per la conoscenza geometrica dell'edificio è previsto un unico grado di approfondimento che deve comprendere il rilievo della geometria e delle tipologie costruttive presenti, l'individuazione dei carichi sugli elementi strutturali ed il rilievo del quadro fessurativo e deformativo.

Le indagini da svolgere per l'individuazione dei dettagli costruttivi, sono classificate secondo due differenti gradi di approfondimento:

- verifiche in situ limitate;
- verifiche in situ estese ed esaustive;

Entrambe prevedono rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, di regola, alla rimozione dell'intonaco e a saggi nella muratura che, nel caso di verifiche estese ed esaustive, devono essere effettuati in modo sistematico all'intero edificio.

Le indagini per la determinazione delle proprietà meccaniche dei materiali sono suddivise, in base al grado di approfondimento, in tre categorie:

- indagini in situ limitate;
- indagini in situ estese;
- indagini in situ esaustive.

Le prime due prevedono esami visivi della superficie muraria che, nel caso di indagini estese, devono essere realizzate in maniera sistematica con l'aggiunta di saggi superficiali e interni per ogni tipo di muratura presente, di prove con martinetto piatto e di caratterizzazione meccanica della malta.

Il fine di entrambe queste categorie di indagini consiste nell'individuazione della tipologia muraria da considerare tra quelle proposte in Tabella 1.2, contenuta nell'Allegato 11.D dell'Ordinanza, all'interno della quale sono proposti i valori di riferimento minimi e massimi dei parametri meccanici ed il valore medio del peso specifico.

I valori riportati in Tabella 1.2 sono da riferirsi a murature con malta di scadenti caratteristiche e assenza di ricorsi o listature che regolarizzino la tessitura e l'orizzontalità dei corsi. Si assume, inoltre, che le murature storiche presentino paramenti scollegati.

I simboli riportati in Tabella 1.2 hanno il seguente significato:

- f_m : resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 : resistenza media a taglio della muratura;
- E : valore medio del modulo di elasticità normale;
- G : valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- γ : peso specifico medio della muratura.



L'evoluzione del quadro normativo relativo alle costruzioni in muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 1440	170 240	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	14

Tabella 1.2 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura.

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,5	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	-	1,5	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	-	1,3	1,5	1,5
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	1,3	-	-	-	1,3

Tabella 1.3 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici della muratura

Nel caso in cui la muratura possieda caratteristiche migliori rispetto a quelle riportate nella Tabella 1.2, l'Ordinanza prevede l'introduzione dei coefficienti correttivi riportati in Tabella 1.3.

Le indagini in sito esaustive richiedono, in aggiunta alle verifiche visive ed ai saggi interni, l'effettuazione di una serie di prove (prove di compressione diagonale o combinate compressione-taglio su elementi di muratura indisturbati) che, per numero e quantità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. In questo caso la determinazione dei valori medi dei parametri meccanici si basa sui valori sperimentali ottenuti.

Per tener conto del grado di incertezza associato al livello di conoscenza raggiunto, i valori medi delle resistenze dei materiali devono essere divisi per il fattore di confidenza; la riduzione non coinvolge i moduli di elasticità, in quanto, a differenza di quanto accade per i valori di resistenza, non è detto che la riduzione del modulo di elasticità sia cautelativo.

L'Ordinanza fornisce alcune indicazioni generali sulle modalità di modellazione delle strutture al fine di operare un'analisi sismica globale. Per gli edifici esistenti in muratura ordinaria vengono, inoltre, precisate alcune particolarità e suggerite le relative indicazioni per la loro modellazione. Il modello di riferimento proposto è quello a telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da elementi orizzontali (solai o volte). Tale schematizzazione prevede la discretizzazione della parete in elementi resistenti (maschi e fasce) ed elementi rigidi che li collegano.

Per le costruzioni in muratura esistenti, oltre alla modellazione finalizzata alla valutazione della sua capacità globale, l'Ordinanza impone di effettuare verifiche nei confronti di collassi locali limitati a porzioni finite del fabbricato. Tali verifiche vanno effettuate tenendo conto delle caratteristiche tipologiche e costruttive del fabbricato e dell'osservazione dei danni in costruzioni analoghe e dall'esperienza del progettista.

Per quanto riguarda la procedura di calcolo e verifica, viene proposto un modello che descrive la risposta strutturale in termini di spostamenti piuttosto che di forze. Il metodo suggerito è l'analisi statica non lineare in cui il calcolo della domanda sismica si effettua con procedure numeriche che utilizzano i valori medi delle proprietà dei materiali.



Le verifiche di sicurezza, da effettuare a valle dell'analisi sismica, vengono effettuate nei confronti di due Stati Limite:

- Stato Limite di Danno Severo: in occasione di un sisma di elevata intensità la struttura presenta danni importanti, con significative riduzioni di resistenza e rigidezze laterali. L'entità dei danni è tale che la riparazione risulta economicamente conveniente;
- Stato Limite di Danno Limitato: in occasione di un sisma di lieve intensità la struttura si danneggia in modo lieve senza significative escursione degli elementi resistenti in campo plastico. La riparazione dei danni è perseguibile senza un eccessivo impegno economico.

Il primo corrisponde allo Stato Limite Ultimo previsto per le nuove costruzioni, nei confronti del quale la verifica viene condotta in termini globali confrontando la domanda di spostamento richiesta dal sisma con la capacità della struttura. Nei confronti dello Stato Limite di Danno Limitato, che corrisponde allo Stato Limite di Danno per le nuove costruzioni, la verifica si effettua, invece, confrontando gli spostamenti massimi di interpiano con quelli previsti dall'Ordinanza.

L'Ordinanza individua, inoltre, alcune categorie di interventi per il miglioramento sismico della struttura. Tali interventi sono sia di carattere attivo, in grado cioè di aumentare la resistenza degli elementi strutturali (rinforzo, sostituzione di elementi danneggiati, nuovi elementi resistenti aggiuntivi), sia di carattere passivo, ovvero finalizzati alla riduzione dell'azione sismica (riduzione delle masse, cambio di destinazione d'uso, demolizione di parziale, realizzazione di giunti sismici).

Gli interventi di consolidamento vanno applicati alle strutture, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata calcolando l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidezze. Nel caso si decida di intervenire su singole parti della struttura, va valutato l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidezze. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, onde assicurare l'effettiva efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può

comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio.

La scelta del tipo di intervento si deduce dalla fase di valutazione della sicurezza sismica. Per gli edifici tutelati, tale fase risulta di notevole interesse, in quanto qualsiasi intervento incide sul valore architettonico del bene.

1.3. Le “Linee Guida” per i Beni Culturali

In data 29 Gennaio 2008, sul supplemento ordinario della Gazzetta Ufficiale n. 29, sono state pubblicate le “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato, con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”. Questo testo, che si riferisce alle sole costruzioni in muratura, recepisce quanto disposto dall'art. 29 del “Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio”, secondo il quale, per i manufatti di interesse storico-artistico, situati in zone dichiarate a rischio sismico, il restauro dei beni soggetti a vincolo artistico comprende l'intervento di “miglioramento strutturale”.

Con il termine “miglioramento” si intende quel complesso di opere che concorrono ad innalzare il grado di sicurezza strutturale rispetto alle azioni sismiche, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello richiesto per le nuove costruzioni.

L'intento di questo testo è quello di specificare un percorso che parte dalla conoscenza, si sofferma sulla valutazione della sicurezza sismica e successivamente si concretizza nella progettazione degli interventi strutturali, seguendo un approccio che è del tutto simile a quello previsto per le nuove costruzioni.

L'obiettivo è quello di formulare un giudizio oggettivo sulla sicurezza e conservazione garantite dagli interventi di miglioramento sismico. Tale giudizio emerge dal confronto tra la capacità della struttura, basata su una conoscenza qualitativa e quantitativa e l'azione sismica modulata in funzione del livello di protezione sismica. Il confronto non ha la valenza di una verifica cogente, ma come elemento quantitativo da considerare al fine di formulare un giudizio complessivo che tiene conto delle esigenze di conservazione.

Il punto focale, nello studio della valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti e per la scelta di un efficace intervento di miglioramento, è la



conoscenza del manufatto che si estende nell'ambito della geometria, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento.

L'obiettivo di questa fase è arrivare alla definizione di un modello che consenta di dare un'interpretazione qualitativa del comportamento strutturale e successivamente permetta di condurre un'analisi strutturale finalizzata ad una valutazione quantitativa. Il grado di attendibilità del modello è strettamente legato al livello di approfondimento delle indagini ed ai dati disponibili.

Per graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale, le Linee Guida suggeriscono di adottare un fattore di confidenza F_C , il cui valore, compreso tra 1 e 1,35, può essere calcolato come somma dei fattori parziali di confidenza F_{Ck} , associati a quattro categorie di indagine (Tabella 1.4).

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Tabella 1.4 - Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

Le Linee Guida propongono un modello per la valutazione della sicurezza sismica degli edifici tutelati, basato su tre livelli di approfondimento crescente che sono:

- LV1: valutazione della sicurezza degli edifici a scala territoriale per tutti i beni tutelati;
- LV2: valutazione da adottare qualora gli interventi riguardano singole parti strutturali di un intero fabbricato;

- LV3: valutazioni della sicurezza dell'intero fabbricato per interventi che modificano il funzionamento accertato o qualora sia richiesta una valutazione accurata della sicurezza sismica dell'intero fabbricato.

Il parametro numerico che permette di effettuare una prima valutazione della sicurezza sismica di un edificio è l'indice di sicurezza sismica I_{ss} , definito come il rapporto tra l'accelerazione di collasso e l'accelerazione attesa nel sito, entrambe calcolate alla base dell'edificio. Qualora tale parametro dovesse risultare minore dell'unità, ciò determina semplicemente la necessità di eseguire una valutazione più accurata. Per i beni soggetti a tutela è opportuno, in ogni caso, effettuare un confronto tra l'indice di sicurezza sismica prima (funzionamento accertato) e dopo l'intervento di miglioramento.

Oltre agli stati limite di danno severo (SLDS) e di danno limitato (SLDL) previsti dall'Ordinanza, le Linee Guida ne introduce uno nuovo, che è lo Stato Limite di Danno per i Beni Artistici (SLA). Per esso si ammette che, in occasione di un sisma di livello opportuno (in genere lo stesso utilizzato per le analisi del danno limitato), i beni artistici contenuti nel manufatto (decori, dipinti, ecc.) possano subire danni lievi, tali da poter essere riparati senza un'apprezzabile perdita del loro valore.

Ai fini delle verifiche, l'azione sismica di base, che deve essere calcolata secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni, viene qui rimodulata in base alla "categoria di rilevanza" (limitata, media, elevata) ed in base alla "categoria d'uso" (saltuario o non utilizzato, frequente, molto frequente) del manufatto. L'azione sismica tiene conto della probabilità di eccedenza del sisma nel periodo di 50 anni, e può essere calcolata moltiplicando il fattore di importanza della struttura γ_I per l'azione sismica di riferimento (Tabella 1.5 e Tabella 1.6) (probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

Per quanto riguarda gli interventi strutturali, ognuno di essi deve perseguire lo scopo della conservazione materica e del funzionamento accertato del bene stesso. Le modalità e la tecnica di esecuzione sono fortemente condizionati dai risultati ottenuti nella fase di valutazione della sicurezza.



Categoria d'uso	Categoria di rilevanza					
	Limitata		Media		Elevata	
	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I
Saltuario o non utilizzato	40%	0.50	25%	0.65	17%	0.80
Frequente	25%	0.65	17%	0.80	10%	1.00
Molto frequente	17%	0.80	10%	1.00	6,5%	1.20

Tabella 1.5 - Probabilità di eccedenza in 50 anni dell'azione sismica (P) e fattori di importanza γ_I per la verifica allo SLDS dei beni culturali tutelati

Categoria d'uso	Categoria di rilevanza					
	Limitata		Media		Elevata	
	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I	P eccedenza	γ_I
Saltuario o non utilizzato	90%	0.50	80%	0.65	65%	0.80
Frequente	80%	0.65	65%	0.80	50%	1.00
Molto frequente	65%	0.80	50%	1.00	40%	1.20

Tabella 1.6 - Probabilità di eccedenza in 50 anni dell'azione sismica (P) e fattori di importanza γ_I per la verifica allo SLDL dei beni culturali tutelati

Gli interventi devono essere rivolti a singole parti dell'edificio e devono per lo più evitare di alterare, in modo significativo, la distribuzione originale delle rigidzze degli elementi. E' opportuno, inoltre, valutare l'eventuale interferenza che ogni singolo intervento possa avere con gli apparati decorativi contenuti nel bene. In linea generale, sono da evitare opere di demolizione-sostituzione e demolizione-ricostruzione, mentre sono ammessi interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente.

Ogni intervento deve essere proporzionato agli obiettivi di sicurezza e durabilità, in modo da produrre il minimo impatto sul manufatto.

Le tecniche di intervento sono da definirsi caso per caso, preferendo gli interventi meno invasivi e maggiormente compatibili con le esigenze di conservazione. Sono da privilegiare interventi che non trasformino in modo permanente l'edificio, preferendo le riparazioni alle sostituzioni degli elementi strutturali danneggiati.

1.4. Il D.M. 14/01/2008: Norme Tecniche per le Costruzioni

Le nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni", entrate in vigore il 14 gennaio 2008, hanno apportato alcune novità di rilievo nel campo della progettazione

strutturale degli edifici. Tali norme hanno introdotto una nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basata su una mappatura dettagliata della pericolosità sismica dei siti.

Sono state abolite le 4 zone sismiche introdotte dall'Ordinanza per far posto ad una classificazione basata sulla "pericolosità sismica di base" dedotta da studi condotti a livello nazionale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione massima attesa a_g su suolo rigido e superficie orizzontale, nonché da ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R :

$$V_R = V_N C_U \quad [4.3]$$

in cui:

- V_N è la vita nominale della struttura, definita come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta a manutenzione, deve poter essere usata per lo scopo per il quale è stata progettata;
- C_U è il coefficiente d'uso della struttura che dipende dalla classe d'uso della struttura.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per quanto riguarda gli edifici esistenti, tale norma ripropone lo schema introdotto dall'Ordinanza, soprattutto per quel che riguarda la conoscenza del manufatto (Tabella 1.7).



Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8B.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8B.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella 1.7 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

La conoscenza della struttura deve essere estesa nell'ambito dell'analisi storica, del rilievo geometrico e delle caratterizzazione meccanica dei materiali.

In base al livello di approfondimento raggiunto nella fase conoscitiva sarà individuato il livello di conoscenza ed il relativo fattore di confidenza della struttura F_c , il quale sarà utilizzato come coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Per il calcolo del fattore di confidenza, nel caso di edifici tutelati, tali norme fanno riferimento alle indicazioni contenute nelle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato, con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni".

I parametri meccanici della muratura, nel caso non siano desunti da prove sperimentali in situ o di laboratorio, possono essere valutati in base ai valori riportati nella Tabella 1.8, che è formalmente simile alla Tabella 1.2 estratta dall'Ordinanza.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura $< 45\%$)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura $< 45\%$)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura $< 45\%$)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Tabella 1.8 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura.

I simboli riportati in Tabella 1.8 hanno il seguente significato:

- f_m : resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 : resistenza media a taglio della muratura;



- E : valore medio del modulo di elasticità normale;
- G : valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- γ : peso specifico medio della muratura.

Le caratteristiche meccaniche riportate in Tabella 1.8 sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Nella Tabella 1.9 sono riportati alcuni coefficienti migliorativi delle caratteristiche meccaniche della muratura.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella 1.9 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici della muratura

La sicurezza sismica della struttura deve essere valutata nei confronti dei meccanismi globali e nei confronti dei meccanismi locali. Per entrambi vengono suggeriti anche i possibili modelli di calcolo e verifica. L'analisi sismica globale della struttura può essere effettuata con l'analisi statica non lineare, mentre l'analisi sismica dei meccanismi locali può essere effettuata mediante i metodi dell'analisi limite dell'equilibrio (lineare e non lineare) delle strutture murarie.

Per gli edifici tutelati, le Norme Tecniche per le Costruzioni, ribadiscono la necessità di effettuare interventi di “miglioramento sismico” già proposti dall'Ordinanza, purché si dimostri che l'intervento sia in grado di aumentare le

prestazioni sismiche dell'edificio, e che vengano calcolati i valori di accelerazione di collasso alla base dell'edificio nella configurazione attuale e nella configurazione post intervento.

Per gli edifici in muratura è prescritta la verifica della struttura nei confronti dei meccanismi di collasso globale ed anche per meccanismi che possono interessare parti della struttura, anche per azioni fuori dal piano della muratura.

Per quanto riguarda la definizione degli Stati Limite da soddisfare con le verifiche, vengono confermati quelli previsti dall'Ordinanza e viene introdotto lo Stato Limite della Salvaguardia della Vita Umana (SLV). Per questo Stato Limite si ammette che, a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni significativi ai componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Infine, per quanto riguarda le modalità di intervento, ancora una volta viene seguito lo stesso criterio adottato dall'Ordinanza.



Capitolo 2

La modellazione strutturale degli edifici in muratura: il codice TREMURI

2.1. Introduzione

Nello studio della risposta sismica degli edifici in muratura, l'analisi statica non lineare riveste un ruolo di notevole importanza. La capacità di modellare in modo soddisfacente la risposta alle azioni statiche monotone, rappresenta, infatti, il punto di partenza per poter giungere allo studio della risposta ciclica o dinamica degli edifici.

Al di là di queste considerazioni, si osserva come l'analisi statica non lineare equivalente è considerata da diversi anni, ormai, come un efficace strumento di previsione approssimata della risposta sismica delle strutture.

Nell'ambito della modellazione di strutture murarie, finalizzata allo studio della risposta sismica, il nostro Paese ha prodotto numerosi studi qualificati, che si differenziano per il diverso livello di dettaglio e per i diversi presupposti teorici.

La diversità dei presupposti teorici è spesso conseguenza della grande varietà degli oggetti che vengono studiati: quando si parla di murature si intendono forme costruttive che possono differire considerevolmente per materiali, tessitura, concezione d'insieme del sistema strutturale e dettagli costruttivi. Non è quindi realistico pensare di individuare un unico modello di assoluta applicabilità e validità generale. Si ritiene, tuttavia, necessario ed opportuno individuare alcuni elementi fondamentali che dovrebbero essere comuni a tutti i modelli per poter, se non altro, scongiurare errori macroscopici nella previsione della risposta, e consentirne l'utilizzo in un campo sufficientemente ampio di applicazioni pratiche.

In questo capitolo viene presentato un modello a macroelementi sviluppato da alcuni ricercatori dell'Università di Pavia e dell'Università di Genova.

Tale modello, che è basato sulla schematizzazione a telaio equivalente della struttura di un fabbricato in muratura, è stato implementato nel codice di calcolo automatico TREMURI, il quale, utilizzando un legame costitutivo della muratura non lineare, consente di eseguire analisi statiche non lineari incrementali, in controllo di forza o di spostamento, mantenendo una predeterminata distribuzione di forze (pushover) su edifici in muratura nuovi ed esistenti e su edifici a struttura mista.

2.2. Il macroelemento

L'elemento base della modellazione è il cosiddetto "macroelemento" che rappresenta un pannello murario di un edificio, per il quale è stato formulato un legame costitutivo non lineare con danneggiamento, degrado della resistenza con softening, e degrado della rigidezza.

Attraverso l'uso di un numero limitato di gradi di libertà, il modello cinematico è capace di cogliere i principali meccanismi di deformazione, danneggiamento e le dissipazioni delle strutture murarie. In tale modellazione viene considerata, attraverso variabili interne, l'evoluzione del danno per taglio-scorrimento che controlla il deterioramento della resistenza e il degrado della rigidezza.

Il macroelemento non lineare possiede otto gradi di libertà cinematica ed è suddiviso in tre sottoelementi come indicato nella Figura 2.1

Alle estremità del pannello (parti 1 e 3) sono presenti le cerniere plastiche aventi spessore infinitesimo Δ , nelle quali si concentrano gli effetti flessionali ed assiali descritti da tre parametri cinematici (u_i , w_i , e φ_i per la parte 1 e u_j , w_j , e φ_j per la parte 3) mentre, nei confronti delle azioni taglianti, tali cerniere esplicano un comportamento rigido.

La deformabilità tagliente del macroelemento è, invece, concentrata nella parte centrale 2, che risulta assialmente e flessionalmente rigida, per cui i gradi di libertà cinematica del pannello sono rappresentati dalla rotazione ϕ e dallo spostamento assiale δ .

Grazie alle ipotesi di rigidezza introdotte, è possibile semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune condizioni di congruenza all'interno delle singole parti. Avendo indicato con w gli spostamenti assiali, con u quelli



trasversali e con ϕ le rotazioni, si può affermare che: $u_1=u_i$, $u_2=u_j$, $w_1=w_2=\delta$, $\phi_1=\phi_2=\phi$.

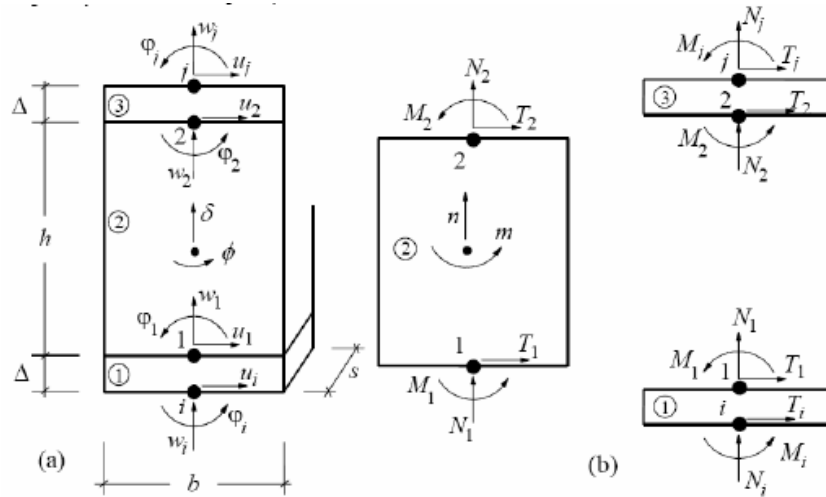


Figura 2.1 - Modello statico e cinematico del macroelemento (Cattari et al., 2004)

Dal punto di vista cinematico il modello è quindi descritto da otto gradi di libertà: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità (u_i , w_i , ϕ_i , u_j , w_j , ϕ_j) e le due componenti del macroelemento (δ e ϕ).

Il meccanismo di ribaltamento del pannello, favorito dall'assenza di una significativa resistenza a trazione del materiale, viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico monolatero nei sottoelementi 1 e 3, mentre il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel sottoelemento centrale 2, attraverso un legame tra le componenti cinematiche u_i , u_j e ϕ , e lo stato tensionale e le variabili descrittive del comportamento plastico, vale a dire il grado di danneggiamento α e lo scorrimento plastico γ^p .

Il danneggiamento per fessurazione sulla fasce diagonali, dove si verificano meccanismi di taglio-scorrimento è, infatti, rappresentabile mediante la componente anelastica di spostamento γ^p che si attiva quando viene superata una condizione limite per attrito alla Coulomb.

2.3. La modellazione della parete

La singola parete è schematizzata come telaio equivalente costituito da maschi murari e fasce di piano, collegati da pannelli rigidi detti nodi.

Questo modello è in grado di cogliere il comportamento delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria (fasce), dei pannelli murari (maschi) e delle porzioni rigide costituite dai nodi. Tale schematizzazione si basa sulla osservazione dei danni riscontrati su casi reali e sperimentali, in cui il danneggiamento e le deformabilità generalmente si concentrano in porzioni ben definite della parete, ovvero maschi murari e le fasce di piano. I nodi sono schematizzati, invece, come porzioni rigide bidimensionali di dimensioni finite, che sono individuati nel piano della parete, da una coppia di coordinate (x,z) e sono caratterizzati unicamente dai parametri cinematici u_x , u_z , rot_y (nodi bidimensionali).

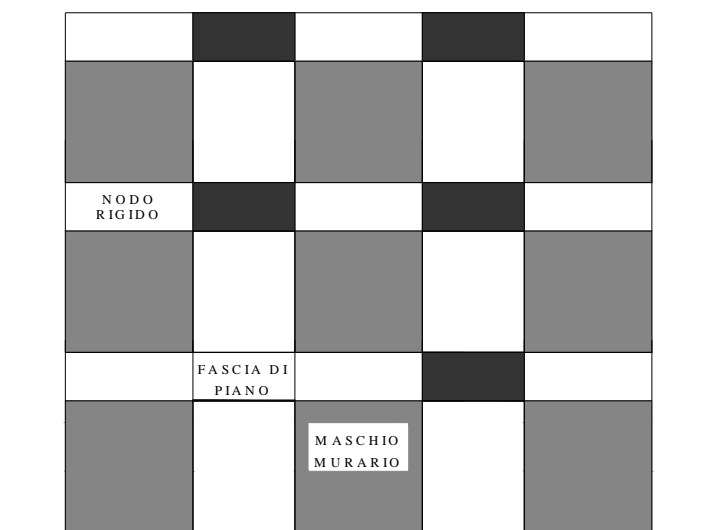


Figura 2.2 - Modello a telaio equivalente di una parete in muratura.

Mediante questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene del tutto assimilabile a quello di un telaio piano (Figura 2.2). Nell'assemblaggio della parete si considerano le eventuali eccentricità fra i vari nodi del modello e gli estremi dei macroelementi che si verificano quando gli assi baricentrici degli elementi non coincidono con il nodo (Figura 2.3).



Il modello TREMURI consente anche l'introduzione di elementi speciali quali le travi e i tiranti metallici. Le travi sono elementi elastici in grado di schematizzare i cordoli e le architravi. Noti la lunghezza, l'area, il momento di inerzia ed il modulo elastico, è possibile ricostruire la matrice di rigidezza ed, assumendo che rimangano indefinitamente in campo elastico, si applicano le consuete formulazioni del legame elastico (Petrini et al., 2004; Corradi dell'Acqua, 1992)

I tiranti metallici in acciaio (catene), invece sono elementi dotati di rigidezza estensionale, ma privi di rigidezza flessionale, per cui perdono efficacia nel caso in cui vengano sollecitati da sforzi assiali di compressione.

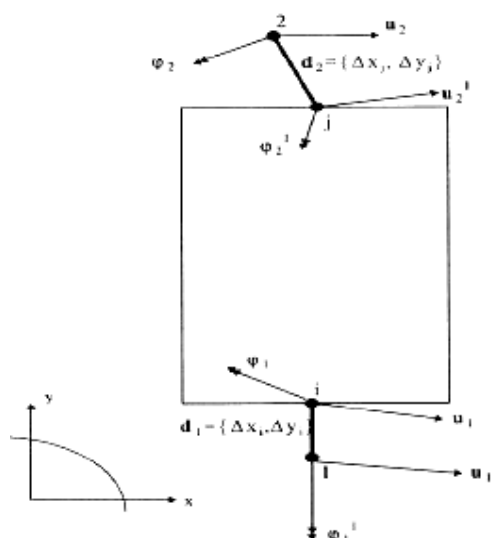


Figura 2.3- Estremi rigidi del macroelemento (Cattari et al., 2004)

Questa caratteristica peculiare dei tiranti metallici comporta un ulteriore elemento di non linearità del modello, in quanto la rigidezza del sistema diminuisce qualora una catena tesa divenga compressa ed aumenta nel caso inverso.

Alle catene è possibile assegnare una pretensione mediante una deformazione iniziale ϵ_0 , che determina una forza $F_c = EA\epsilon_0$ che viene poi applicata alla struttura come se fosse un carico esterno.

Per tali elementi, la matrice di rigidezza è facilmente ricavabile mediante l'azzeramento all'interno della matrice di tutti i termini contenenti l'inerzia flessionale; per gestire invece la non linearità occorre mantenere distinti tutti i contributi elastici dovuti alle catene e verificare, ad ogni passo, se vi siano catene che da tese sono diventate compresse o viceversa, ed in tal caso provvedere a correggere la matrice di rigidezza complessiva del modello.

2.4. La modellazione tridimensionale

Nella modellazione spaziale, le pareti costituiscono gli elementi resistenti nei riguardi dei carichi verticali e orizzontali; gli orizzontamenti (solai, volte, coperture), invece, riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La struttura risulta così costituita dall'assemblaggio di strutture piane (le pareti e gli orizzontamenti) tutte prive di rigidezza flessionale fuori dal piano.

Precedentemente è stata illustrata la procedura di modellazione a macroelementi della parete in muratura sollecitata nel proprio piano. Tale strumento costituisce il punto di partenza per la modellazione del comportamento globale basata proprio sul comportamento delle pareti nel loro piano.

Tuttavia, l'estensione della procedura alla modellazione tridimensionale non è affatto banale. Il criterio scelto è quello di conservare la modellazione delle pareti nel proprio piano e assemblarle in 3D sia tra di loro sia agli orizzontamenti, dei quali viene modellato solo il comportamento membranale.

Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidezze su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto, però, localmente, dei soli gradi di libertà nel piano (nodi bidimensionali).

In questo modo si può disporre di un modello strutturale essenziale senza l'aggravio del calcolo della risposta locale fuori piano, che può e deve, comunque, essere verificata a posteriori con modelli opportuni.

Scelto un riferimento globale unico per il modello di tutto l'edificio, vengono introdotti i riferimenti locali per ciascuna parete: si assume che la generica parete appartenga ad un piano verticale la cui traccia in pianta è individuabile attraverso le coordinate (x_i, y_i, z_i) dell'origine del riferimento locale O_i rispetto



ad un sistema di riferimento cartesiano globale (X,Y,Z), e l'angolo θ_i calcolato rispetto all'asse X (Figura 2.4).

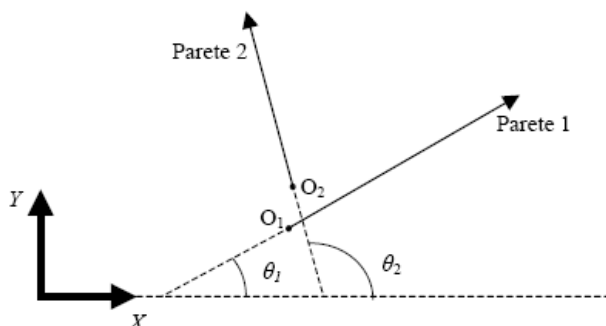


Figura 2.4 - Sistema di riferimento piano per l'individuazione delle pareti (Cattari et al., 2004)

Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano. I macroelementi, così come gli elementi trave e catena, infatti, mantengono il comportamento nel piano e non necessitano di essere riformulati.

Riguardo ai nodi di connessione, quelli appartenenti ad una sola parete, mantengono i tre gradi di libertà nel piano del riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali). Questi nodi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidità flessionale delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale Z in quanto non sono connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidità rotazionale locale.

I nodi rigidi tridimensionali (Figura 2.5), rappresentativi di parti strutturali quali cantonali e martelli, sono ottenuti come assemblaggio di nodi virtuali rigidi bidimensionali individuati su ciascuna delle pareti incidenti. Essi hanno componenti di spostamento generalizzato secondo 5 gradi di libertà: 3 spostamenti, u_x , u_y e u_z , e 2 rotazioni ϕ_x e ϕ_y .

Analogamente anche le forze applicate ai nodi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed

applicate, così, ai macroelementi nel loro piano di resistenza. La modellazione della parete può così ancora avvenire nel piano, recuperando quanto descritto nel paragrafo precedente.

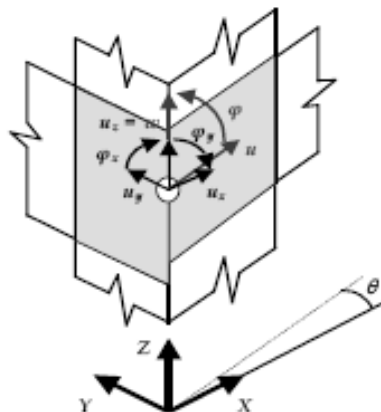


Figura 2.5 - Nodo tridimensionale (Cattari et al., 2004)

I solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 o 4 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 .

E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{2,1}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

È possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, giacché esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale.

L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano a tre nodi in stato piano di tensione. (Figura 2.6). L'elemento a quattro nodi è ottenuto come media del contributo delle due coppie di elementi a tre nodi secondo cui



è possibile suddividere il quadrilatero. In tal modo è possibile modellare, con un unico elemento, campiture di solaio di forma quadrilatera irregolare, con generica direzione di orditura (Figura 2.7)

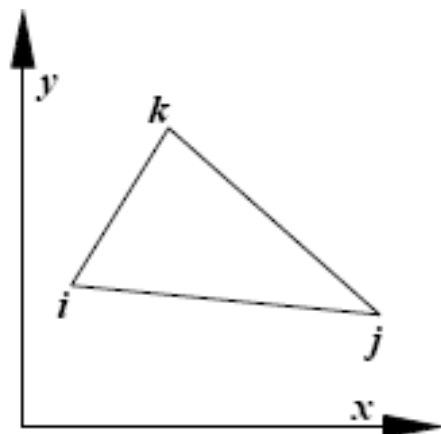


Figura 2.6 - Elemento a 3 nodi (Cattari et al., 2004)

La matrice di rigidezza coinvolge, ovviamente, i soli nodi tridimensionali di incidenza del solaio, mentre il contributo dei carichi verticali, propri o portati, viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti i nodi, anche a quelli a 3 gradi di libertà, appartenenti alle pareti di incidenza alla quota di piano del solaio; tale massa aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun nodo, tenendo conto della direzione di orditura del solaio.

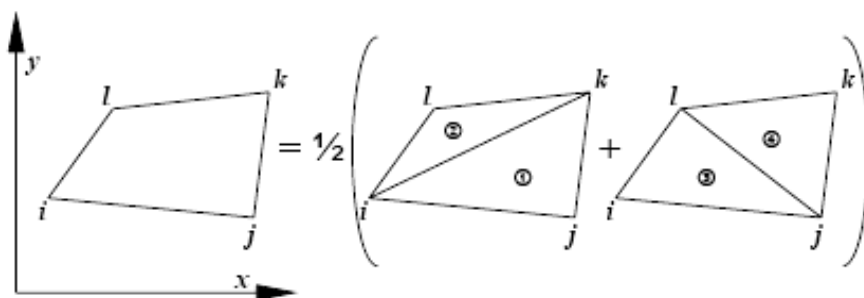


Figura 2.7 - Elemento a quattro nodi (Cattari et al., 2004)

La costruzione della matrice d'inerzia inizia con l'assemblaggio di quelle delle singole pareti e tiene conto della massa (propria e portata) trasferita dai solai, coerentemente con il proprio verso di orditura, ai nodi (bi o tridimensionali)

con un'eventuale eccentricità orizzontale nel piano della parete. Anche la massa dei nodi e la quota parte di massa degli elementi incidenti può presentare, nel piano della parete, eccentricità verticali ed orizzontali (il baricentro del nodo potrebbe non coincidere con il punto geometrico di definizione e la porzione di massa trasferita al nodo dal macroelemento sarà generalmente eccentrica).

Poiché i nodi bidimensionali sono privi di gradi di libertà ortogonali al piano della parete di appartenenza, nel calcolo delle masse è trasferita la quota di massa nodale, in tale direzione, ai nodi tridimensionali vicini, in proporzione alla mutua distanza ed in modo che la massa complessiva del sistema nelle direzioni X ed Y sia coerente.

Nel modello sono cioè considerate due distinte masse nodali nelle due direzioni orizzontali per i nodi tridimensionali. Questa soluzione ha permesso così di implementare analisi statiche con componenti di accelerazione nelle tre direzioni principali ed analisi dinamiche al passo anch'esse con la possibilità di specificare contemporaneamente tre componenti di input nelle tre direzioni.

2.5. Le procedure di analisi tridimensionale

La massa da considerare, nell'esecuzione delle analisi sismiche, viene calcolata combinando le masse dovute ad azioni permanenti con una parte di quelle dovute alle azioni variabili; questa combinazione differisce da quella che viene usata per la verifica alle azioni gravitazionali.

E' necessario distinguere, in fase di analisi, per quanto riguarda le azioni variabili, fra la massa eccitata dinamicamente e la massa che, invece, agisce staticamente sull'edificio.

Nelle recenti norme sismiche è prevista l'introduzione di eccentricità accidentali per tener conto di eventuali incertezze nel posizionamento delle masse; ciò impone di considerare ad ogni piano, un centro di massa opportunamente traslato di una aliquota della dimensione massima dell'edificio nella direzione ortogonale all'azione sismica.

Il codice TREMURI consente l'introduzione delle eccentricità accidentali e_x ed e_y al fine di permettere la determinazione, per ogni piano, di una configurazione di masse modificata (in direzione X e Y) in modo tale da



spostare il baricentro nella posizione richiesta, senza alterare la massa verticale complessiva del sistema.

La generica massa modificata \tilde{m}_k è calcolata tramite un coefficiente α comune a tutte le masse di piano, che controlla la variazione rispetto alla configurazione di partenza:

$$m_k = \tilde{m}_k [1 + \alpha(x_k - x_G)] \quad [2.1]$$

La quantità x_k indica la posizione della massa k-esima, mentre x_G la posizione originale del baricentro.

La nuova configurazione di masse dovrà produrre un baricentro traslato dell'eccentricità "e" assegnata a parità di massa complessiva, cioè:

$$\sum_k^{\text{piano}} \tilde{m}_k (x_k - x_G) = m_{tot} e \quad [2.2]$$

Il coefficiente α sarà determinato, per ogni piano, a partire dalla relazione che sviluppata porta a:

$$\sum_k^{\text{piano}} \tilde{m}_k (x_k - x_G) + \alpha \sum_k^{\text{piano}} m_k (x_k - x_G)^2 = m_{tot} e \quad [2.3]$$

Il primo termine è nullo per la definizione di baricentro, resta:

$$\alpha \sum_k^{\text{piano}} m_k (x_k - x_G)^2 = m_{tot} e \quad [2.4]$$

da cui si ricava, per il piano considerato, il valore di α :

$$\alpha = \frac{m_{tot} e}{\sum_k^{\text{piano}} m_k (x_k - x_G)^2} \quad [2.5]$$

Le masse nodali modificate sono conservate distintamente dalle masse originarie e utilizzate, in luogo delle precedenti, dalle analisi che lo richiedano, ovvero ove vada considerato un comportamento dinamico.

2.6. Analisi statica non lineare

La capacità di una struttura di resistere ad un evento sismico dipende essenzialmente dalla sua capacità deformativa in regime anelastico, ovvero dalla sua “duttilità”.

Le moderne normative antisismiche di svariati Paesi, tra cui anche la normativa italiana, propongono una descrizione della risposta strutturale in termini di spostamenti piuttosto che in termini di forze, in quanto il danneggiamento delle strutture è maggiormente sensibile agli spostamenti.

I metodi di analisi basati su comportamento elastico (statico e dinamico) tengono conto del comportamento non lineare della struttura tramite l'impiego dei fattori di struttura q . Tuttavia questi metodi non sono in grado di cogliere i cambiamenti nella risposta caratteristica della struttura che si verificano man mano che gli elementi resistenti si snervano, tra l'altro non si ha nessuna informazione sulla distribuzione della domanda di anelasticità della struttura.

L'analisi statica non lineare, detta comunemente “analisi pushover”, permette di cogliere questi aspetti, dimostrandosi un utile strumento, soprattutto nella fase di verifica, laddove è necessario valutare la coerenza tra fattori di struttura assunti e reale capacità di duttilità della struttura.

Dal punto di vista operativo, l'analisi pushover prevede che si applichi alla struttura un sistema di forze statiche orizzontali le quali la spingono in campo “non lineare” fino a portarla al collasso. Durante l'analisi, tali forze, applicate nel baricentro delle masse di ogni impalcato, vengono incrementate mantenendo invariati i rapporti relativi tra di esse, in modo da far crescere in modo monotono lo spostamento orizzontale del punto di controllo scelto per la struttura.

In questo modo si ottiene la “curva di capacità” della struttura, che è una rappresentazione nel piano cartesiano dello spostamento del nodo di controllo al crescere delle forze statiche applicate all'edificio. Il nodo di controllo è un punto della struttura opportunamente scelto che generalmente appartiene all'ultimo impalcato.

La capacità della struttura verrà successivamente confrontata con la domanda di spostamento richiesta dal sisma di progetto, quest'ultima valutata sulla base degli spettri di risposta in termini di spostamento forniti dalla normativa.



La curva di capacità della struttura fornisce un elevato numero di parametri strutturali, quali lo spostamento relativo tra i vari piani, le deformazioni e le sollecitazioni nei vari elementi strutturali. In tal modo è possibile verificare la capacità della struttura sia in termini di resistenza che di deformabilità, tenendo conto sia delle non linearità geometriche sia di quelle del materiale.

Ai fini della valutazione del legame taglio alla base-spostamento, le norme suggeriscono di applicare due diverse configurazioni di forze statiche orizzontali, una con forze proporzionali alle masse degli impalcati, l'altra con forze proporzionali al prodotto delle masse degli impalcati per la deformata della struttura individuata dal primo modo di vibrazione della struttura considerata elastica.

Nel caso di strutture regolari, il sistema di forze proporzionale alle masse è in grado di cogliere meglio la risposta in campo non lineare, mentre il sistema di forze proporzionale al primo modo approssima meglio la risposta in campo lineare. Per strutture irregolari o snelle, i risultati di tali analisi risultano approssimati in quanto, in tali strutture, i modi di vibrazione successivi al primo diventano significativi.

L'analisi pushover, applicata a modelli tridimensionali, può mettere in luce eventuali irregolarità strutturali, che possono manifestarsi in seguito all'evolvere dell'azione sismica, cioè nel caso di inattese distribuzioni della richiesta di anelasticità.

2.6.1. Curva di capacità della struttura

Le norme propongono, per il calcolo della curva di capacità della struttura (Figura 2.8), una metodologia basata sull'assunzione che la risposta di un sistema a più gradi di libertà possa essere correlata alla risposta di un sistema equivalente ad un grado di libertà con un'appropriata caratteristica isteretica. Ciò implica che il comportamento del sistema a più gradi di libertà (M-GDL) è determinato principalmente da un solo modo di vibrazione, la cui forma Φ_1 rimane costante durante l'analisi.

Il passaggio dal sistema M-GDL al sistema ad un grado di libertà (1-GDL), consente di valutare in modo più agevole la prestazione richiesta al sistema dal sisma di progetto. Avendo a disposizione il sistema 1-GDL, si conosce il suo periodo fondamentale T^* per cui, mediante lo spettro di risposta elastico in

termini di spostamento, è possibile dedurre lo spostamento massimo del sistema M-GDL.

Fra le svariate informazioni ottenibili da tale curva, è possibile valutare il fattore di sovrarresistenza α_u/α_1 , definito come un'aliquota del moltiplicatore della forza orizzontale α_u per la quale, mantenendo costanti le altre azioni, l'edificio raggiunge la massima forza resistente, ed il moltiplicatore della forza sismica orizzontale α_1 per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima.

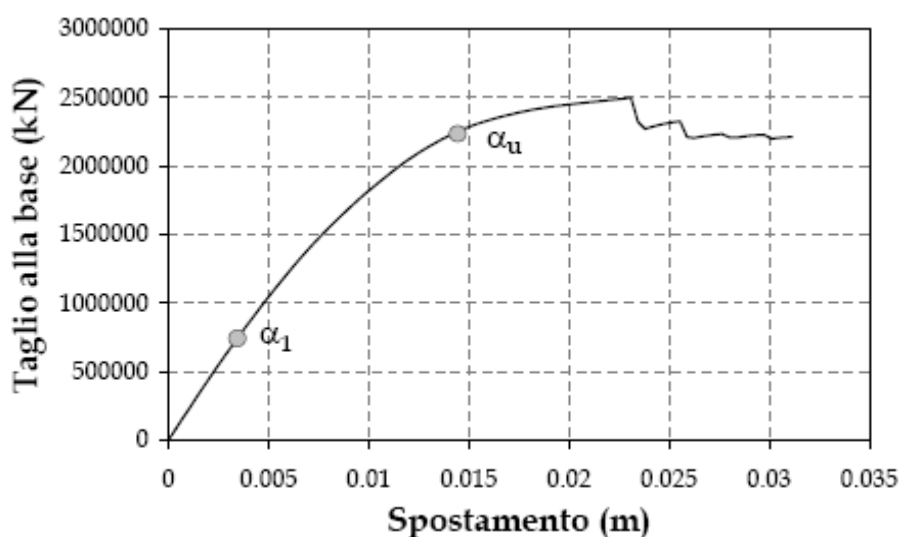


Figura 2.8 - Curva di capacità della struttura

Presupposti fondamentali per il calcolo della curva di capacità della struttura sono la definizione del nodo di controllo della struttura, che generalmente viene individuato all'ultimo piano dell'edificio, ed il sistema di forze da applicare. La definizione del nodo di controllo influenza le caratteristiche dell'oscillatore equivalente, e quindi, la conversione della curva taglio alla base-spostamento nella curva di capacità bilineare.

E' necessario inoltre definire il massimo valore di spostamento fino al quale si vuole spingere l'analisi, in quanto se da un punto di vista numerico l'analisi potrebbe continuare oltre questo limite, da un punto di vista concettuale e normativo il risultato dell'analisi non può essere considerato accettabile.



2.6.2. Curva di capacità bilineare equivalente

Nota la curva di capacità della struttura (curva taglio alla base-spostamento), si pone il problema della conversione di tale diagramma nella curva di capacità bilineare equivalente (Figura 2.9).

Si parte dal vettore Φ_1 che rappresenta il primo modo di vibrazione della struttura relativamente alla direzione considerata, normalizzato rispetto al nodo di controllo della struttura. Per il passaggio dalle coordinate taglio alla base-spostamento (F-d), riferite al sistema ad n gradi di libertà, a quelle del sistema equivalente ad un grado di libertà (F*-d*) è necessario valutare il coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrare dato dall'espressione:

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \Phi_i}{\sum_i m_i \Phi_i^2} \quad [2.6]$$

in cui m è la massa associata ad ogni nodo, mentre il pedice i indica la componente relativa al nodo i-esimo rispettivamente per la massa m e per il vettore Φ . La massa relativa al sistema equivalente è data dalla seguente espressione:

$$m^* = \sum_i m_i \Phi_i^2 \quad [2.7]$$

mentre le coordinate F*-d* si ottengono come di seguito indicato:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad [2.8]$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad [2.9]$$

Per la definizione in modo univoco della curva bilineare equivalente è necessaria l'imposizione di tre condizioni:

- la rigidità elastica k^* relativa al sistema ad 1 grado di libertà è individuata tracciando la secante alla curva taglio alla base-spostamento nel punto corrispondente a un taglio alla base pari ad un'aliquota del valore di picco;

- la resistenza massima F_y^* è ottenuta dall'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema;
- lo spostamento ultimo d_u è pari a quello della curva di capacità in corrispondenza di una congrua riduzione del valore massimo del taglio alla base.

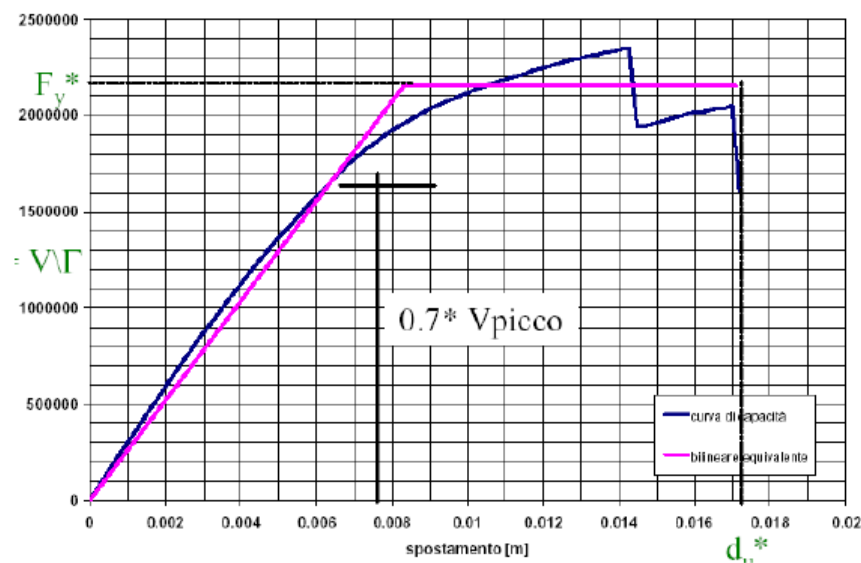


Figura 2.9 - Curva di capacità bilineare equivalente

Note tutte le grandezze che definiscono la bilineare equivalente, si calcola il periodo proprio del sistema 1-GDL, valutato mediante la seguente espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad [2.10]$$



2.6.3. Determinazione della domanda di spostamento

La capacità offerta dalla struttura deve essere confrontata, nell'ottica di una verifica sismica, con la domanda di spostamento espressa dalla forzante esterna, che è dipendente dall'evento sismico.

Nota l'accelerazione sismica attesa in sito e le caratteristiche del terreno di fondazione, è possibile tracciare lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento ed ottenere, fissato il T^* del sistema 1-GDL equivalente (calcolato con espressione [2.10]), la domanda di spostamento elastico della struttura in esame:

$$d_{e,\max}^* = S_{D,e}(T^*) \quad [2.11]$$

Tale domanda di spostamento deve essere ridotta per tener conto del fatto che la capacità offerta dalla struttura e la domanda in termini di spostamento espressa dal sisma sono mutuamente dipendenti: esse sono, infatti, legate dalla variazione di rigidità e di smorzamento sviluppate dal sistema durante l'evento sismico per cui all'aumentare degli spostamenti e all'evolvere dello stato di danneggiamento in ambito non lineare, si ha un aumento del periodo fondamentale ed un incremento dello smorzamento della struttura.

Nelle nuove norme sismiche tale riduzione è operata tramite l'introduzione di un fattore funzione della duttilità della struttura e del rapporto tra il periodo elastico della struttura 1-GDL equivalente T^* e quello caratterizzante il suolo di fondazione (T_C), per cui si ha:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad [2.12]$$

nella quale la quantità q^* è definita come rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente:

$$q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad [2.13]$$

Nel caso in cui risulti $q^* \leq 1$, si deve porre $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

Ai fini dell'accettabilità del valore di d_{\max}^* è necessario controllare che, per gli edifici ordinari in muratura, il valore q^* non superi un valore massimo al fine di limitare le risorse cui la struttura può attingere in campo non lineare.

2.6.4. Verifiche di sicurezza

La verifica dell'edificio, a seguito dell'applicazione dell'analisi statica non lineare, avviene in termini globali e non puntuali come accade per un'analisi lineare. La ragione di ciò è evidente, in quanto l'analisi pushover tiene conto della redistribuzione delle azioni sugli elementi quando uno o più di essi pervengono a rottura, per cui una verifica in termini di resistenza sarebbe priva di significato.

La verifica pertanto viene condotta confrontando la domanda massima in termini di spostamento d_{\max}^* , che rappresenta la massima risposta in termini di spostamento attesa per la struttura a causa di un determinato evento sismico, con la capacità ultima del sistema definita dalla curva taglio alla base-spostamento.

Verifica allo Stato Limite di Danno Severo (SLDS)

La verifica allo SLDS consiste nel controllare che sia rispettata la seguente disuguaglianza:

$$D_{\max}(SLDS) < D_u(SLDS) \quad [2.14]$$

dove:

$$D_{\max}(SLDS) = \Gamma d_{\max}^*(SLDS) \quad [2.15]$$

rappresenta la domanda di spostamento effettivo del punto di controllo, mentre D_u è lo spostamento della struttura calcolato sul ramo discendente della curva taglio alla base-spostamento, corrispondente ad una riduzione della massima forza resistente della struttura. Tale verifica deve essere soddisfatta per tutte le curve di pushover.

Nel caso in cui il valore di q^* ecceda un valore limite imposto dalla normativa, la verifica non è soddisfatta.



Verifica allo Stato Limite di Danno Limitato (SLDL)

In questo caso, la verifica è soddisfatta se viene rispettata la seguente disuguaglianza:

$$D_{\max}(SLDL) < D_u(SLDL) \quad [2.16]$$

In questo caso lo spostamento ultimo $D_u(SLDL)$ è il minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza sulla curva taglio alla base-spostamento e quello per il quale lo spostamento relativo tra 2 punti della stessa verticale, appartenenti a piani consecutivi, eccede il valore imposto dalla normativa, mentre il valore di $D_{\max}(SLD)$ è calcolato come prodotto del coefficiente di partecipazione Γ per il valore dello spostamento ottenuto dallo spettro elastico in spostamento S_{De} opportunamente ridotto in modo da fare riferimento ad eventi sismici che abbiano periodi di ritorno minori di quello dell'azione sismica di progetto utilizzata per la verifica allo Stato Limite di Danno Severo:

$$D_{\max}(SLDL) = \Gamma d_{e,\max}^*(SLDL) \quad [2.17]$$



Capitolo 3

Il caso studio: il Monastero di San Michele Arcangelo

3.1. Storia del Monastero di San Michele Arcangelo

Il Monastero di San Michele Arcangelo è uno dei più importanti monasteri presenti nel territorio gragnanese. Esso sorge nella zona del centro antico di Gragnano in quanto si trova all'incirca nei pressi della Casa de' Miri, il più importante insediamento di epoca romana.

Nonostante l'importanza di questo monastero, è risultato piuttosto difficile reperire informazioni relative alla sua storia. Ciò è dovuto, probabilmente, al fatto che esso è stato donato dalla Chiesa al Comune di Gragnano per cui è verosimile che tutti i documenti relativi ad esso siano stati trasferiti, proprio in occasione della donazione, presso sedi ecclesiastiche vicine.

Le ricerche, che sono tuttora in corso, sono state condotte presso la Biblioteca Comunale di Gragnano, la Biblioteca Nazionale di Napoli e l'Archivio Diocesano di Castellammare di Stabia.

Le prime notizie storiche documentate riguardanti il Monastero risalgono al 1306. In tale anno iniziarono i lavori di costruzione dell'opera, per volere di Angelo De Miro, un illustre esponente dell'omonima nobile famiglia gragnanese, che svolgeva la funzione di segretario per l'Imperatore di Costantinopoli.

Il monastero, che alla sua fondazione ospitava quaranta suore tra cui alcune appartenenti alla stessa famiglia *De Miro*, aveva confortevoli alloggi con affacci nel prospiciente chiostro ed era stato dotato di ingenti possedimenti terrieri, sufficienti a mantenere tutte le suore che ospitava. Altra notizia di rilievo risale al 10 luglio del 1569, quando Lelio Barone, mediante atto pubblico stipulato dal Notaio Raimondo Domitro, concesse i diritti d'acqua al Monastero.

Esiste, ancora, un documento risalente al 1827 nel quale è riportata una breve descrizione del monastero. Da tale descrizione si evince che l'edificio negli anni

ha mantenuto il suo impianto a forma quadrata. All'epoca della redazione del documento, il monastero era composto da 36 celle, delle quali 21 erano abitabili, di un ambiente destinato alle conversazioni e di un refettorio.

Dallo stesso documento si apprende che si trattava di un monastero di clausura appartenuto all'Ordine Serafico in cui vigeva la regola di S. Chiara.

La soppressione del monastero è avvenuta nel 1861. In un documento, pubblicato 17 febbraio di tale anno, si legge che a questa data il Monastero ospitava 25 suore ed aveva una rendita di 6492,24 ducati, mentre solo 5 anni prima le rendite erano state stimate in 4818,6 ducati annui.

Notizie più recenti riferiscono della donazione del Monastero con i terreni adiacenti in favore del Comune di Gragnano. Dall'atto di cessione del monastero, conservato presso l'archivio Diocesano di Castellammare di Stabia, risalente al 1910, si trascrive la volontà da parte della Curia di cedere al Comune di Gragnano *“il fabbricato del soppresso Monastero di S. Michele Arcangelo di Gragnano, della Chiesa annessa e delle adiacenze redditizie per destinarlo ad opere di pubblica utilità e di beneficenza”*.

Proseguendo nella lettura del documento si apprende che il Comune di Gragnano si impegnava, *“vita natural durante”*, a destinare parte della struttura per l'alloggio delle suore superstiti, che a quella data erano sei.

A seguito della donazione, il Comune di Gragnano ha destinato i terreni adiacenti il monastero ad ospitare attrezzature sportive, e ha adibito il monastero in parte a Scuola (è stata sede scolastica dell'Istituto “Ungaretti”), in parte ad archivio per la Prefettura e in parte a sede degli uffici Comunali.

Le nuove funzioni ospitate all'interno delle strutture hanno causato negli anni uno stravolgimento dell'impianto architettonico del portico ed un diffuso impoverimento stilistico. Tale stato di degrado è stato ulteriormente acuito dai danni subiti dal monastero in occasione del terremoto del 23 novembre 1980, e dallo stato di parziale abbandono che ne è derivato.

3.2. Il monastero oggi

Il fabbricato, che sorge nel centro urbano di Gragnano ad una quota di circa 110m *s.l.m.*, si sviluppa lungo via S. Croce ad Est, a Sud si affaccia su piazza



Trivione, mentre a Nord e ad Est confina con l'impianto sportivo del *Gragnano Calcio*.

Il corpo di fabbrica, realizzato in muratura portante, si articola intorno ad un cortile interno a pianta quadrata delimitato da una zona coperta (Portico) con volte a vela ed archi a tutto sesto (Figura 3.1), questi ultimi sovrastati da una elegante trabeazione che ne demarca il livello superiore (Figura 3.2).



Figura 3.1 - Vista lato Ovest del portico

Nella seguente descrizione si farà riferimento alla suddivisione per aree e per ambienti così come riportata nelle Tavole n. 1, 2 e 3 dell'Appendice.

In alzato, la fabbrica si sviluppa prevalentemente su due livelli intervallati, in alcune zone, da un piano ammezzato di modesta altezza, caratterizzato da ambienti angusti e poco illuminati.

I due sobri livelli che si affacciano nel predetto portico, presentano numerose superfetazioni che ne hanno stravolto il composto aspetto originario. Il primo livello era ritmato dalle lesene che accoglievano regolari e sobrie finestre alcune delle quali, a seguito di sconsiderati interventi, sono in seguito diventate balconi.

La possente ed austera facciata occupa, con l'adiacente chiesa in stile Barocco, la testata d'angolo della piazza Trivione da cui ha inizio Via S. Croce sulla quale maestosamente s'impone.



Figura 3.2 - Particolare della trabeazione nel portico

Gli ingressi

Gli ingressi al monastero sono attualmente due, il primo dei quali è prospiciente Via S. Croce (Ingresso Via S. Croce). Il secondo ingresso (Ingresso Parcheggio) è situato sul lato Nord adiacente l'attuale parcheggio latitante gli uffici Comunali ed è usato prevalentemente per l'accesso ai locali di pertinenza del Comune. Da entrambi gli accessi si perviene direttamente nel "Portico", posto ad una quota di poco superiore a quella del parcheggio sul lato Nord. Un terzo ingresso, che probabilmente in origine era quello principale, si trova nella zona Sud-Ovest del fabbricato (Ambienti della Curia), prospiciente Via S. Croce, ed è caratterizzato da un portale ligneo demarcato da una elegante cornice in pietra lavica.

Tale ingresso è affiancato da due eleganti lesene mutilate di frontone, oggi incastonate nella muratura dalla quale fortemente emergono, realizzate anch'esse con la stessa pietra del portale e, probabilmente, dalla stessa mano.

Attualmente tale ingresso è riservato per l'accesso alla zona di proprietà della Curia, mentre in origine permetteva l'accesso al portico tramite un vano, che attualmente è murato, presente nell'angolo Sud-Ovest.



I collegamenti verticali

L'accesso agli ambienti ammezzati ed al primo piano dell'edificio avviene per mezzo di due scale, di cui la prima si trova nell'angolo Nord-Ovest del fabbricato (Scala Nord-Ovest) che permette anche l'accesso alla copertura, mentre la seconda è posta nella zona Sud-Est dell'edificio (Scala Sud-Est).

Ala Nord

Al piano terra, lungo il lato Nord, troviamo dei locali (Ambienti Nord e Magazzino del Comune) che attualmente sono utilizzati come deposito attrezzature. Nell'angolo Nord-Est del fabbricato troviamo dei locali che ospitano gli uffici comunali (Uffici del Comune), ed ambienti di nuova edificazione (Ala Nuova del Comune) che costituiscono un prolungamento dei precedenti ambienti.

Parallelamente al tronco Nord del "Portico", si trova un lungo corridoio (Corridoio Nord) che si protende lungo tutto il lato Nord del fabbricato ed è dotato di affacci nel prospiciente "Portico".

Al piano ammezzato, che interessa una parte di quest'ala di fabbricato, si trovano 3 ambienti (Ammezzato Nord) prospicienti l'area del parcheggio, che sono di modesta altezza e piccole dimensioni e collegati da un corridoio (Corridoio Ammezzato Nord), ai quali si accede dalla "Scala Nord-Ovest".

Al primo piano si trovano alcuni ambienti che si sviluppano parallelamente ai lati del "Corridoio Nord", che sono gli "Ambienti Nord Portico" e sono dotati di balconi che forniscono una sufficiente illuminazione, e gli "Ambienti Nord Parcheggio". Completa tale zona l'ambiente "Angolo Nord-Ovest" che è stato ricostruito a seguito di un crollo.

Ala Sud

L'ala Sud dell'edificio, sia al piano terra che al primo piano, è costituita da ambienti appartenenti alla Curia (Ambienti della Curia), con una piccola estensione anche al lato Est su via S. Croce ove è situato l'ingresso a tali ambienti.

Ala Ovest

Al piano terra di quest'ala del fabbricato si trovano alcuni ambienti di piccole dimensioni, sprovvisti di finestre, che attualmente sono utilizzati per deposito attrezzature (Ambienti Nord-Ovest e Ambienti Ovest). Al di sopra di essi, al piano ammezzato, si trovano degli ambienti con caratteristiche simili ai precedenti (Ammezzato Nord-Ovest e Ammezzato). Al primo piano, sul lato prospiciente il Portico, si trovano gli “Ambienti Ovest” che sono dotati di balconi e finestre, mentre, adiacenti ad essi troviamo un lungo corridoio (Corridoio Ovest).

Ala Est

L'ala Est del monastero è formalmente simile alla precedente. Al piano terra vi sono degli ambienti di piccole dimensioni (Ambienti Est) che attualmente sono inutilizzati, mentre al piano ammezzato, che si estende lungo tutta la lunghezza di quest'ala, si trovano degli ambienti utilizzati come archivi della Pretura (Ammezzato Est).

Nell'angolo Nord-Est, al di sopra degli ambienti “Uffici del Comune” del piano terra, si trovano degli ambienti completamente murati e privi di accesso (Ammezzato Nord-Est).

Al primo piano si trovano degli ambienti prospicienti il Portico, dotati di balconi, i quali sono collegati da un lungo corridoio (Corridoio Est) prospiciente il campo sportivo del *Gragnano Calcio*.

3.3. Lo studio dell'edificio

L'analisi strutturale di un edificio e la progettazione degli interventi da prevedere su di esso non possono prescindere da uno studio molto approfondito che deve riguardare i seguenti aspetti:

- il rilievo geometrico-strutturale;
- l'individuazione dei materiali utilizzati e le tecniche costruttive;
- l'individuazione delle criticità strutturali.



In questo senso lo studio del comportamento strutturale del Monastero di S. Michele Arcangelo è stato preceduto da un approfondito studio della struttura che si è articolato secondo le seguenti fasi:

- il rilievo geometrico-strutturale;
- le tecniche costruttive ed i materiali utilizzati;
- il quadro dei dissesti;
- la schedatura degli ambienti.

La pianificazione delle operazioni di misurazione secondo uno schema logico non è, a volte, direttamente desumibile da precedenti esperienze o da un'intuitiva interpretazione geometrica dell'oggetto.

Nell'implementazione del rilievo di un fabbricato, infatti, bisogna tener conto dei problemi legati alle complessità intrinseche del manufatto, alle condizioni ambientali che limitano o agevolano l'accesso, alle dimensioni complessive ed alla diversa versatilità degli strumenti a disposizione.

Lo strumento di indagine principale per effettuare lo studio di un edificio è rappresentato dall'osservazione diretta del manufatto e del suo rilievo. Naturalmente, però, il rilievo, da solo, non consente di avere informazioni esaustive per le finalità prefissate, ma è necessario eseguire indagini approfondite, quali saggi diretti sul manufatto mediante l'asportazione dell'intonaco dalle pareti, fori o carotaggi nella muratura, volti ad ottenere informazioni precise circa la tipologia costruttiva ed i materiali utilizzati per la realizzazione dell'opera.

In ogni caso sono da evitare campagne diffuse di saggi distruttivi, mentre è preferibile affidarsi a metodi di indagine indiretti, come il recupero di documenti, piante e relazioni riguardanti l'edificio, oppure conoscenze già acquisite su manufatti storicamente, tipologicamente e costruttivamente simili a quello in questione.

3.3.1. Il rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico strutturale rappresenta la prima fase di conoscenza dell'edificio e si configura, soprattutto se corredato da una dettagliata documentazione fotografica, come un potente strumento di conoscenza del

manufatto architettonico e del suo stato di conservazione, e quindi di elaborazione diagnostica; esso, infatti, assume una rilevanza fondamentale quale indispensabile supporto ai fini di un corretto progetto di intervento strutturale sul patrimonio edilizio esistente.

Si tratta, quindi, di un'operazione molto complessa che può risultare dispersiva se non se ne individuano gli obiettivi.

Nel caso in esame, fin da subito, l'obiettivo prefissato è stato quello di ottenere un modello geometrico in grado di poter definire gli elementi strutturali che permettessero di poter ragionare in termini di *struttura*. Pertanto sono stati esclusi dalle operazioni di rilievo la totalità degli elementi architettonici ininfluenti alla comprensione del *corpus* strutturale.

Attraverso la restituzione grafica degli ambienti, è stato possibile verificare le corrispondenze tra i vari piani e, quindi, di individuare eventuali disassamenti, anomalie strutturali, eventuali pareti in falso, fuori piombo delle murature ed, infine, tutte quelle caratteristiche della struttura che, osservate singolarmente senza una visione globale, non risulterebbero significative.

La mole di informazioni ricavate a valle delle operazioni di rilievo, è stata organizzata in modo sistematico all'interno di schede riassuntive in cui si riportano, per ogni ambiente, le caratteristiche tipologiche fondamentali.

Tale lavoro si prefissa l'obiettivo di completare il quadro conoscitivo del complesso architettonico-strutturale, che si compone di un numero differenziato di momenti tecnici, alcuni rivolti alla rappresentazione degli aspetti geometrici e funzionali, altri di natura discorsiva e fotografica, volti a descrivere la natura nei propri dettagli.

Le schede rappresentano un compendio esaustivo del rilievo effettuato, ma allo stesso tempo sono anche uno strumento preliminare alla stesura del progetto. Le descrizioni, le fotografie e le sintesi tipologiche in esse contenute completano il lavoro altrimenti unilaterale espresso dal rilievo, mentre il contributo essenziale si coglie in fase di progettazione degli interventi esecutivi, sia di restauro che di miglioramento conservativo della struttura. La conoscenza puntuale del singolo ambiente non solo concorre alla comprensione delle vicissitudini storiche dell'edificio, ma aiuta la comprensione di alcune vicende puntuali ed autonome correlate alla distribuzione, al taglio volumetrico ed all'uso degli ambienti.

Nel caso specifico relativo al caso di studio, le schede sono state organizzate secondo lo schema seguente: ogni scheda si compone di una parte descrittiva e di una parte grafica in cui sono riportate alcune foto. Nella parte descrittiva vengono riportate le caratteristiche salienti dell'ambiente, organizzati in cinque punti:

- quadro d'insieme;
- stato di conservazione;
- descrizione di vani e nicchie;
- descrizione di solai e catene;
- spessori delle pareti.

In Figura 3.3 si riporta la scheda di un ambiente particolarmente significativo del Monastero (Figura 3.3).

Nel prosieguo si descrivono, piano per piano, le operazioni di rilievo espletate e si riportano le caratteristiche salienti della struttura.

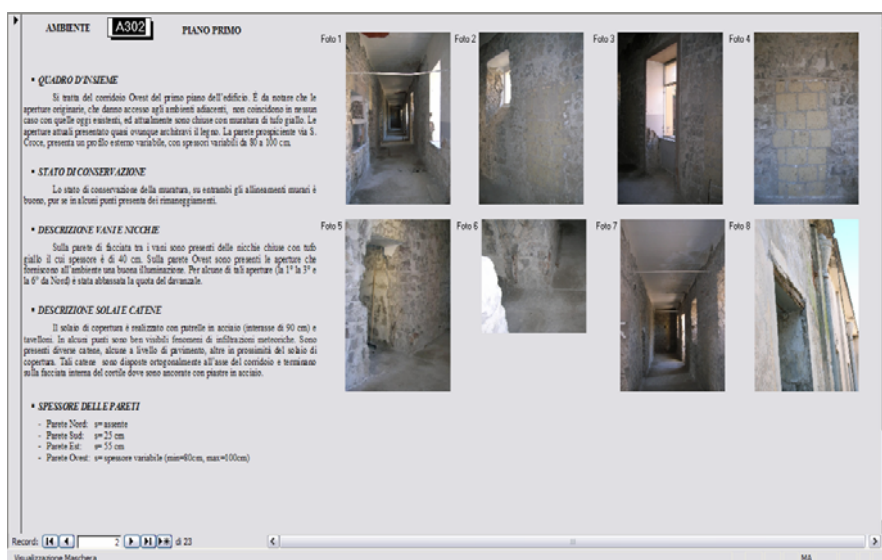


Figura 3.3 – Scheda di sintesi degli ambienti

Dopo un primo sopralluogo a carattere esplorativo, effettuato allo scopo di avere un quadro generale degli ambienti ispezionabili, si è dato inizio alle

operazioni di misurazione. Le misurazioni sono state effettuate sia con strumenti tradizionali, quali doppio metro e rulline, sia con l'ausilio di lettore ottico delle distanze ad elevata precisione. Si è utilizzato, inoltre, un filo a piombo per la valutazione dell'inclinazione delle pareti murarie. La documentazione fotografica è stata effettuata, invece, mediante fotocamera digitale.

Si è partiti con il rilievo del primo piano del fabbricato, nel quale, precedentemente all'inizio delle operazioni, erano stati delocalizzati gli arredamenti. A tale livello era stato, inoltre, asportato l'intonaco dalle pareti; quest'ultima operazione si è rivelata di fondamentale importanza, in quanto ha consentito di effettuare un esame visivo della muratura, indispensabile per poter formulare un primo giudizio sul suo stato di conservazione.

L'assenza dell'intonaco sulle pareti murarie ha rivelato, infatti, l'organizzazione originaria degli ambienti. In origine gli ambienti "Nord Parcheggio" e "Nord Portico" avevano tutti la stessa dimensione, erano dotati di vano di accesso dal "Corridoio Nord" in una posizione diversa da quella attuale, ed erano comunicanti tra di loro tramite vani di dimensioni minori rispetto a quelli attuali. Successivamente alcune pareti divisorie sono state eliminate allo scopo di ottenere vani di dimensioni maggiori, le aperture originarie sono state murate e ne sono state aperte altre di dimensioni maggiori.

Gli orizzontamenti del primo piano sono costituiti in parte da volte spesso con evidenti fenomeni fessurativi, ed in parte da solai piani. Il "Corridoio Nord" è sovrastato da una volta a botte, mentre, all'incrocio di tale ambiente con il "Corridoio Est" si trova una volta a crociera. Tutti gli ambienti che si sviluppano in adiacenza al "Corridoio Nord" sono sovrastati da volte a padiglione.

Gli spazi denominati "Corridoio Est", "Corridoio Ovest", "Ambienti Est", "Ambienti Ovest", "Scala Sud-Est" e "Ambienti della Curia" sono sormontati da solai realizzati con tavelloni e putrelle poste ad interasse variabile tra i 90 e i 100 cm, realizzati in epoca più recente.

L'ambiente denominato "Angolo Nord-Ovest" è stato completamente ricostruito e ricoperto da un solaio laterocementizio. La "Scala Nord-Ovest", che strutturalmente si sviluppa in un unico ambiente che si ripete ugualmente a tutti i piani, è sorretta da voltine a vela impostate sul perimetro delle murature



che delimitano tale ambiente, mentre al centro poggiano su un unico pilastro in muratura.

Per quanto riguarda lo spessore dei muri, si va da un minimo di 50 cm della parete Est dell'ambiente "A3-14" ad un valore massimo di 100 cm del muro esterno del "Corridoio Ovest", in quanto tale parete presenta in pianta un profilo esterno variabile.

Le piattabande sono realizzate, nella maggior parte dei casi, con travi in legno sovrastate da voltine in mattoni (Figura 3.4), o con travi in conglomerato cementizio debolmente armato. In tutti i casi esse sono dotate di appoggi insufficienti. I vani esterni, in alcuni casi di notevoli dimensioni con larghezze fino a 2,00 m, presentano quasi ovunque piattabande costituite da putrelle in ferro, e, solo in pochi casi, sono realizzati mediante travi in cemento armato.



Figura 3.4 - Piattabanda con voltina in mattoni sorretta da trave in legno



Figura 3.5 - Catene metalliche in prossimità del solaio di copertura

L'altezza di interpiano, negli ambienti coperti da solaio, si mantiene mediamente sui 4,05 m, mentre negli ambienti voltati va da un minimo di 2,20 m nell'ambiente "A3-03" a un massimo di 3,80 m in corrispondenza della volta

a crociera che si trova nell'incrocio tra il "Corridoio Nord" e il "Corridoio Est".

Al primo piano, negli ambienti "Corridoio Est" e "Corridoio Ovest", sono ben visibili delle catene metalliche di diametro ϕ 32 mm, alcune sono a livello di intradosso del solaio di copertura (Figura 3.5), altre in si trovano a quota di pavimento.

Presumibilmente le catene presenti nel "Corridoio Est" al primo piano dell'edificio, furono realizzate con lo scopo di contrastare il ribaltamento della parete esterna prospiciente il campo sportivo, la quale presenta una serie di contrafforti lungo il profilo esterno. La superficie coperta del primo piano, comprese le terrazze, è di 1950 mq.

Per la misura delle altezze si è scelto come quota di riferimento la pavimentazione nel "Chiostro". Rispetto a tale piano il livello di calpestio di primo piano si trova a +6,65 m, mentre il solaio di copertura si trova ad una quota media di +10,95 m.

Conclusa la fase di rilievo geometrico-strutturale del primo piano, le operazioni di rilievo si sono concentrate nel "Chiostro". Tale scelta non è stata casuale, ma è sembrata opportuna al fine di fare un primo controllo sulle misure effettuate al primo piano. Il controllo ha dato esito positivo ed ha messo in evidenza alcune irregolarità geometriche, quali il fuori piombo dei pilastri sul lato Nord del "Portico".

Sono stati riscontrati, inoltre, quasi ovunque, disassamenti tra le pareti del primo piano e le pareti sottostanti. In alcuni casi tali disassamenti risultano alquanto elevati con un massimo di 25 cm tra la parete Est del corridoio al primo piano e la sottostante parete del "Portico". Il cortile interno, delimitato dal "Portico", è a forma pressochè quadrata, con lato maggiore pari a 28,73 m ed occupa una superficie di 825 mq.

Il Portico è costituito da volte a vela impostate su archi a tutto sesto che poggiano su pilastri in muratura posti ad una distanza che mediamente si aggira sui 3,30 m. L'altezza di queste volte rispetto al piano del chiostro è di 6,00 m, mentre l'imposta si trova a 3,85 m. Alla sezione di imposta degli archi che sorreggono le volte, sono presenti, in direzione ortogonale all'asse del "Portico", delle catene, alcune delle quali, a seguito della perdita di tensione, hanno causato dissesti alle volte e agli archi.



Al pian terreno le misurazioni e, quindi, il rilievo strutturale si è rivelato più complicato del previsto a causa della presenza di materiali di deposito e della presenza dell'intonaco in alcune zone dell'edificio.

Al fine di valutare l'esatto spessore murario, in alcuni punti si è reso necessario portare a vivo la struttura muraria mediante l'asportazione dello strato di intonaco. Nella maggior parte degli ambienti gli orizzontamenti sono costituiti da volte a vela (Ambienti Nord-Ovest e Ovest, Ambienti Est parte del Corridoio Nord e degli Uffici del Comune, Ingresso Parcheggio) con altezze utili medie di 3,00 m. Per il resto sono presenti volte a botte (ambienti "A1-18" e "A1-19", parte del "Corridoio Nord" ed ingresso degli "Ambienti della Curia") e solai in ferro aventi quota di imposta di 3,15 m (ambienti da "A1-20" ad "A1-24").

Gli spessori murari vanno da un minimo di 70 cm ad un massimo di 120 cm, quest'ultimo riscontrato negli ambienti "S1-20" e "A1-03". La superficie coperta di tale livello compreso il portico, è di 2018 mq.

Il rilievo è stato completato con le misurazioni effettuate nel piano ammezzato. Gli orizzontamenti sono quasi ovunque costituiti da volte a vela, tranne che nell'ambiente "A2-02" in cui è presente una volta a botte, e nell'ambiente "A2-10" che è sovrastato da un solaio in ferro con interasse delle putrelle di 90 cm.

L'altezza utile di questi ambienti va da un minimo di 2,45 m (Ammezzato Nord) ad un massimo di 2,70 m nell'ambiente "A2-02". Le quote di calpestio di questi ambienti sono variabili: si passa, infatti, da una quota di +3,85 m degli ambienti "Ammezzato Nord" e "Corridoio Ammezzato Nord", ai +3,35 negli ambienti "Ammezzato Est" e "Scala Sud Est", mentre negli ambienti "Ammezzato Nord-Ovest e Ovest" la quota è di +3,45 m. La superficie coperta di tale livello è di 655 mq.

3.3.2. La tipologia costruttiva ed i materiali utilizzati

Nel caso in esame la completa ristrutturazione dell'edificio in corso e la mancanza di decorazioni di pregio artistico hanno permesso, come già detto, la rimozione dell'intonaco esteso all'intero edificio. Tale circostanza, oltre a semplificare le operazioni di rilievo, ha consentito un esame visivo della muratura dell'intero edificio dando la possibilità di avere un quadro chiaro sia dei materiali utilizzati che delle tecniche costruttive.

La struttura portante del fabbricato è realizzata prevalentemente in muratura di pietra naturale di origine vulcanica identificabile come “*tufo grigio campano*”. Si tratta di una pietra porosa di origine sedimentaria molto leggera, con peso specifico a secco di 10 kN/mc, all’interno della quale sono presenti frammenti di pomice.

La tessitura muraria, costituita da elementi lapidei sbozzati, si presenta quasi ovunque sufficientemente organizzata, mentre in talune altre zone presenta qualche rimaneggiamento. La malta, che è di tipo aerea, presenta un grado di consistenza medio.

Al pian terreno, tutti i pilastri e gli archi che concorrono a definire il portico, sono stati realizzati mediante l’impiego di mattoni. Tale muratura si presenta molto ordinata e compatta e appare in ottimo stato di conservazione (Figura 3.6).

I solai presenti nell’edificio sono realizzati mediante putrelle in ferro e struttura di completamento in laterizio forato (tavelloni). In copertura, tali solai sono sormontati da uno strato inerte di materiale granulare il cui spessore medio è di 25 cm, ricoperto da vari strati di impermeabilizzante a base di bitume minerale.

Tali solai presentano, in modo diffuso sulla loro superficie, fenomeni di infiltrazioni meteoriche, che in molti casi si estendono anche alla sottostante muratura (Figura 3.7).

La struttura portante delle volte è costituita da un pietrame informe inglobato in una matrice di materiale legante avente uno spessore medio strutturale di circa 15 cm, mentre al di sopra di esse è presente un riempimento di materiale leggero e poco coerente. Le parti di struttura riedificata, presumibilmente a causa di crolli, sono state realizzate con muratura di “*tufo giallo napoletano*” e si presenta ben organizzata.

Gli interventi di chiusura dei vani originari preesistenti e delle nicchie, sono stati realizzati prevalentemente con muratura di tufo giallo e solo in minima parte con materiali diversi (Figura 3.8 e Figura 3.9), quali mattoni in laterizio pieni e forati, o con pietre di tufo grigio.



Figura 3.6 - Pilastro di muratura nel portico



Figura 3.7 - Fenomeni di infiltrazione nei solai di copertura



Figura 3.8 - Tamponatura di un vano con tufo giallo



Figura 3.9 - Tamponatura di un vano con tufo grigio

3.3.3. Il quadro dei dissesti

Con l'espressione "*quadro dei dissesti*" si intende il rilievo del degrado dei materiali ed il rilievo del quadro fessurativo e deformativo, con individuazione, ove possibile, delle cause scatenanti. Il rilievo del degrado dei materiali deve indicare la superficie interessata, il livello di compromissione degli stessi e le probabili cause.

Per "*fessura*" si intende la presenza di soluzioni di continuità all'interno di un elemento strutturale. Pertanto sarà opportuno indicare la loro posizione ed estensione ed il loro rapporto con altre lesioni. E' oltretutto necessario verificare la presenza di espulsione di materiale e la posizione reciproca dei lembi della fessura, per mettere in luce possibili movimenti di rotazione. Infine, con il "*quadro deformativo*" si intende rilevare il fenomeno di alterazione della forma geometrica rispetto alla configurazione originaria (fuori piombo, inflessione degli orizzontamenti, cedimenti, spancamenti, ecc.).

Nel caso oggetto di studio, la grande estensione in pianta del monastero fa sì che i fenomeni di dissesto strutturale si presentino prevalentemente nelle zone in prossimità della causa scatenante, senza propagarsi al resto dell'edificio.

Ad un primo esame condotto sulla base dello stato fessurativo rilevato, sembrerebbe che le cause del dissesto strutturale siano imputabili a fenomeni di instabilità fuori dal piano nella tessitura muraria ed alla mancanza di elementi strutturali capaci di assorbire le spinte prodotte dagli archi e dalle volte. Sulla base del quadro fessurativo rilevato dunque, sono state individuate, zona per zona, le possibili cause di innesco dei danni.

Dai rilievi effettuati in situ si sono riscontrate prevalentemente lesioni sia sulla tessitura muraria, che negli archi e nelle volte. Di seguito si riportano schematicamente in Tabella 3.1 le informazioni relative alla principali lesioni individuate.

Al pian terreno, nella zona Nord-Est del "Portico", sono state rilevate lesioni in chiave agli archi che si estendono anche alle volte da essi sorrette (Figura 3.10 e Figura 3.11); il dissesto è da imputarsi alla perdita di efficacia delle catene che si trovano alla quota di imposta di tali archi. I restanti archi del "Portico" prospicienti il "Chiostro" presentano quasi tutti una lesione ben evidente in chiave.



Negli ambienti del piano ammezzato, lo stato fessurativo è esteso principalmente alle strutture voltate, in particolar modo nell'ambiente "A2-01" (Figura 3.12) è presente una volta a vela fortemente compromessa da una serie di lesioni diffuse su tutta la superficie e che si propagano fino agli archi che le sostengono. Un simile dissesto, ma di minore entità, è presente in quasi tutte le volte a vela degli ammezzati Est.

Al primo piano, nella parte Nord degli ambienti "A3-14" e "A3-17" (Figura 3.13 e Figura 3.14) sono presenti lesioni da distacco in direzione sub verticali nelle pareti di lato maggiore. Queste lesioni evidenziano chiaramente che in tale zona si è verificato un fenomeno locale di *"ribaltamento fuori dal piano"*. La genesi di tali lesioni è da imputarsi ad una duplice contingenza, ovvero al mancato ammorsamento della parte di muratura ricostruita in aderenza a quella esistente, ed alla mancanza del cordolo di copertura.

Per quanto riguarda le volte a padiglione presenti negli "Ambienti Nord Parcheggio" a primo piano, esse presentano uno stato fessurativo medio, che solo nell'ambiente "A3-10" assume un aspetto preoccupante a causa di una lesione di spessore consistente. Le analoghe volte a padiglione presenti negli "Ambienti Nord Portico" presentano un quadro fessurativo di minore entità.

Un fenomeno di ribaltamento interessa la parete perimetrale prospiciente il parcheggio. Le lesioni da distacco nei cantonali rilevate al primo piano (Figura 3.15) negli "Ambienti Parcheggio Nord" e la lesione evidente nelle "Scale Nord-Ovest" (Figura 3.16) testimoniano tale meccanismo. La causa scatenante di tale fenomeno appare imputabile al crollo della parte di edificio che si sviluppava in prosecuzione dell'ala Ovest del fabbricato.

Nell'ambiente "A3-19" (Figura 3.17) al primo piano è presente una lesione diagonale che interessa la parete Sud. Tale lesione è stata generata dalla rotazione del cantonale Ovest di tale ambiente, a causa della perdita di funzionalità della catena presente al piano inferiore. Tale parete, infatti, poggia direttamente su un arco che sorregge una delle volte del portico a piano terra.

Per quanto riguarda, infine, le strutture voltate, al primo piano la volta a botte che sovrasta il "Corridoio Nord" (Figura 3.18 e Figura 3.19) si presenta fortemente lesionata. Lungo tutto il suo sviluppo sono state rilevate, infatti, due lesioni ravvicinate in chiave, di cui una presenta un intervento di sarcitura non correttamente eseguito. Su questa volta sono altresì presenti delle lesioni

diagonali che si dipartono dalla chiave e si estendono verso le reni in corrispondenza dei vani attuali degli ambienti adiacenti, i quali come già detto sono stati realizzati in un periodo successivo alla costruzione del manufatto. Probabilmente l'apertura di questi vani è stata la causa scatenante di tale dissesto.

ID	Ambiente	Elemento interessato	Meccanismo	Descrizione del dissesto
Figura 3.10 Figura 3.11	Portico	Archi e volte	Rotazione delle spalle che sostengono gli archi e le volte	Fessurazione in chiave agli archi estesa anche alle volte causata dalla spinta non adeguatamente contrastata
Figura 3.12	A2-10	Volte	Rotazione delle spalle che sostengono le volte	Fessurazione diffusa su tutta la superficie della volta
Figura 3.13 Figura 3.14	A3-17	Parete	Ribaltamento	Fessurazione sub-verticale causata dal mancato ingranamento dei conci di pietra
Figura 3.15	A3-10	Parete	Ribaltamento	Fessura verticale in prossimità dell'incrocio tra le pareti (martello)
Figura 3.16	Scale Nord	Scale	Ribaltamento	Fessurazione che interessa le volte che sorreggono le scale
Figura 3.17	A3-19	Parete	Ribaltamento	Fessurazione diagonale della parete causata dal fenomeno di divaricazione dell'arco sottostante
Figura 3.18 Figura 3.19	A3-16	Volta	Rotazione delle spalle che sostengono le volte	Fessurazione in chiave alla volta a botte lungo tutto il suo sviluppo

Tabella 3.1- Principali fenomeni di dissesto del monastero

Una migliore comprensione di quanto descritto potrà risultare dall'osservazione delle tavole n. 4, 5 e 6 riportate in Appendice.



Figura 3.10 - Portico (lesione nell'arco e nella volta)

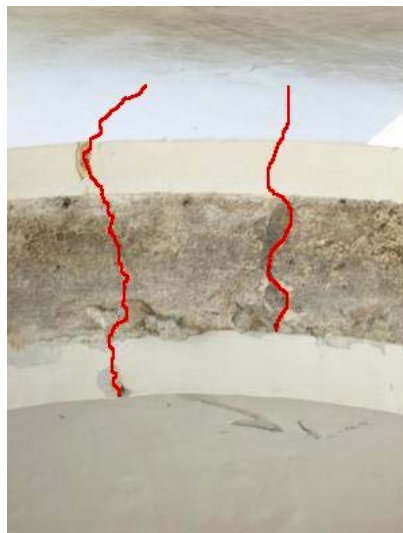


Figura 3.11 - Portico (lesione in chiave dell'arco)

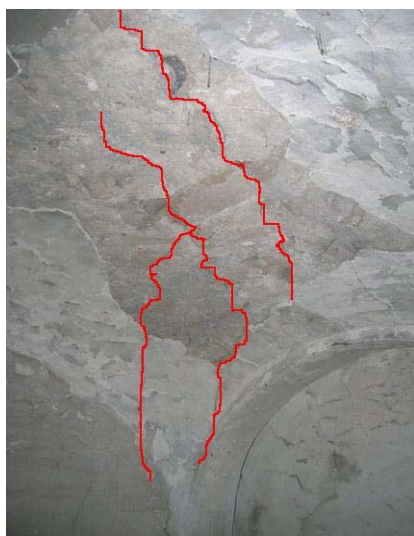


Figura 3.12- Ambiente A2-01 (volta fessurata)



Figura 3.13 - Ambiente A3-14 (lesione da distacco)



Figura 3.14-Ambiente A3-17 (lesione da distacco)



Figura 3.15 - Ambiente A3-10 (lesione da distacco)



Figura 3.16 - Scale Nord (lesioni sui gradini)



Figura 3.17 - Ambiente A 3-19 (fessura diagonale nella parete)

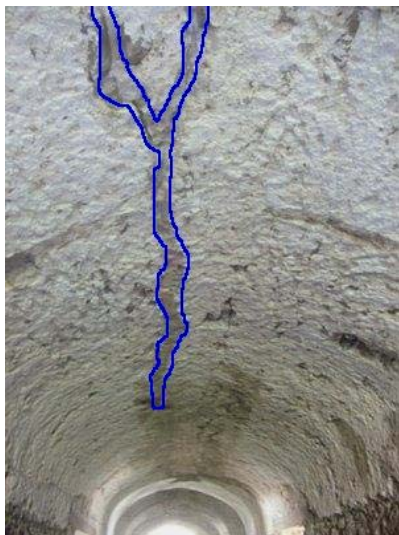


Figura 3.18 - Ambiente A 3-16 (sarcitura nella volta a botte)



Figura 3.19 - Ambiente A 3-16 (fessure nella volta a botte)

3.4. Le indagini sperimentali

Nei paragrafi precedenti è già stata sottolineata l'importanza che le recenti norme sismiche danno alle indagini sperimentali sui materiali. Nell'ambito del presente studio, sono state condotte indagini sperimentali di laboratorio ed in situ.

In particolare in laboratorio sono state effettuate prove di compressione monoassiale su cubetti di tufo grigio campano ricavati da elementi lapidei prelevati in diverse zone della fabbrica, mentre in situ sono state condotte prove con martinetti piatti al fine di valutare la resistenza ed il modulo elastico sia della muratura di tufo grigio che della muratura di mattoni.

3.4.1. Le analisi di laboratorio

Durante la fase di rilievo geometrico della struttura sono stati prelevati, in punti diversi dell'edificio, quattro campioni di pietra appartenenti alla tessitura muraria originale. Le operazioni di campionatura, così come le successive

operazioni di condizionamento e schiacciamento dei cubetti, sono state condotte nel rispetto delle prescrizioni dettate dalle seguenti norme:

- **UNI EN 771-6 del 01.04.2002** - Specifica per elementi di muratura: Elementi di muratura in pietra naturale;
- **UNI EN 772-1 del 01.10.2002** - Metodi di prova per elementi di muratura: Determinazione della resistenza a compressione;
- **UNI EN 1926 del 05.12.2000** - Metodi di prova per pietre naturali.

Una volta prelevati, i campioni sono stati trasportati presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II, dove sono stati sottoposti a taglio a mezzo di una sega circolare tipo clipper allo scopo di ottenere cubetti da sottoporre a test di compressione.

A seguito delle operazioni di taglio sono stati ottenuti 26 provini cubici di lato nominale pari a 7 cm così come prescritto dalle norme di riferimento.

Il condizionamento dei provini per essiccazione all'aria è avvenuto secondo quanto riportato nella norma UNI EN 772-1 precedentemente richiamata. I provini sono stati conservati in laboratorio per un periodo di 14 giorni nelle seguenti condizioni:

- temperatura $\geq 15^{\circ}\text{C}$;
- umidità relativa $\leq 65\%$;

In Tabella 3.1 si riportano le caratteristiche geometriche ed il peso di ciascun provino.

Le prove di compressione sono state eseguite in controllo di spostamento con un rate di 0,02 mm/sec. Tale rate ha consentito di raggiungere il carico di picco entro un minuto dall'inizio della prova, così come richiesto dalla UNI EN 772-1:2002, mentre il fatto che la prova sia stata condotta in controllo di spostamento ha permesso di poter leggere il legame costitutivo anche nella fase post-picco.

L'apparecchiatura utilizzata per l'esecuzione delle prove è la macchina di carico universale MTS-810, che consente di eseguire prove in trazione, compressione e cicliche su provini di altezza max pari a 1,4 m, in controllo di forza (carico max +/- 500kN) o di spostamento (corsa max +/- 75mm).



Provino	Lato 1 [mm]	Lato 2 [mm]	Lato 3 [mm]	Volume [mm ³]	Peso [g]	Densità [kg/m ³]
1	69,0	68,0	72,0	337824,0	345,0	1021,2
2	69,0	70,0	70,0	338100,0	342,5	1013,0
3	68,0	69,5	70,0	330820,0	342,5	1035,3
4	69,5	70,0	68,0	330820,0	337,5	1020,2
5	71,5	69,0	70,0	345345,0	345,0	999,0
6	70,0	68,0	70,0	333200,0	320,0	960,4
7	68,5	69,0	69,0	326128,5	335,0	1027,2
8	68,5	71,0	71,5	347740,3	325,0	934,6
9	69,5	69,0	69,0	330889,5	337,5	1020,0
10	69,0	69,0	69,5	330889,5	312,5	944,4
11	69,0	69,0	69,0	328509,0	320,0	974,1
12	68,0	70,0	70,0	333200,0	332,5	997,9
13	70,0	69,0	69,0	333270,0	327,5	982,7
14	68,0	70,0	70,0	333200,0	335,0	1005,4
15	69,5	70,0	69,0	335685,0	332,5	990,5
16	67,0	70,0	69,0	323610,0	332,5	1027,5
17	68,0	69,5	69,5	328457,0	332,5	1012,3
18	69,0	71,0	72,0	352728,0	335,0	949,7
19	69,5	69,0	67,5	323696,3	330,0	1019,5
20	69,0	71,5	69,5	342878,3	345,0	1006,2
21	69,0	70,0	71,0	342930,0	345,0	1006,0
22	70,5	72,5	69,5	355231,9	335,0	943,0
23	69,0	71,0	70,0	342930,0	347,5	1013,3
24	71,0	71,0	69,0	347829,0	345,0	991,9
25	69,5	69,5	68,5	330872,1	332,5	1004,9
26	69,0	70,0	68,0	328440,0	337,5	1027,6

Tabella 3.1-Caratteristiche dei cubetti di tufo grigio

Allo scopo di controllare la lettura della corsa fornita dalla macchina sono stati forniti due trasduttori di spostamento. In Figura 3.20 si riporta il set-up di prova.

Le 26 prove di compressione condotte hanno dato risultati molto simili tra loro. I risultati delle prove per ogni singolo provino sono riportate nella Tabella 3.2, mentre in Figura 3.21 si riporta il tipico legame costitutivo che si è derivato.

Provino	Carico di picco [kN]	Tensione di picco [N/mm ²]	f_{bm} [N/mm ²]	Scarto quadratico medio	Coeff. di variazione
1	11,98	2,55	3,18	0,57	0,179
2	15,80	3,27			
3	19,39	4,10			
4	14,31	2,94			
5	16,94	3,43			
6	10,87	2,28			
7	15,47	3,27			
8	12,46	2,56			
9	19,79	4,13			
10	10,24	2,15			
11	11,69	2,46			
12	16,16	3,39			
13	14,10	2,92			
14	10,97	2,31			
15	14,42	2,96			
16	17,90	3,82			
17	17,90	3,79			
18	16,52	3,37			
19	18,26	3,81			
20	16,36	3,32			
21	17,90	3,71			
22	14,66	2,87			
23	18,73	3,82			
24	16,25	3,22			
25	14,63	3,03			
26	15,70	3,25			

Tabella 3.2-Risultati delle prove sui cubetti di tufo grigio



Figura 3.20- Set-up per le prove di compressione su campioni di tufo grigio

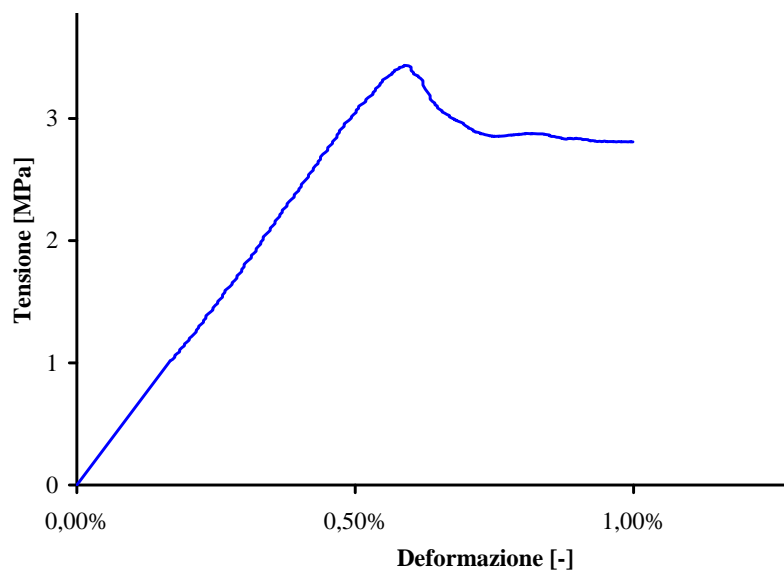


Figura 3.21-Diagramma tensione-deformazione di un provino di tufo grigio

3.4.2. Le indagini in sito

Al fine di determinare la resistenza a rottura ed il modulo elastico della muratura, sono state condotte prove in situ con martinetti piatti sulle due tipologie murarie individuate all'interno del monastero: la muratura di tufo grigio campano e la muratura di mattoni. Questo tipo di indagine, annoverata tra la classe delle prove semidistruttive, permette di valutare le proprietà meccaniche della muratura in punti localizzati. In particolare la prova con singolo martinetto piatto consente di avere una stima delle tensioni di esercizio della muratura, mentre la prova con doppio martinetto piatto consente la valutazione del modulo di Young della muratura e della tensione di rottura.

Prima di procedere con le operazioni di cantiere, è stato necessario effettuare un sopralluogo al fine di individuare i punti della struttura più consoni all'espletamento delle suddette prove. E' bene sottolineare, infatti, che affinché tali prove forniscano risultati attendibili, è necessario individuare parti di muratura in cui siano ben evidenti i corsi di malta. Entrambe le prove sono state condotte nel Portico del piano terreno dell'edificio. La prova sulla muratura di tufo grigio campano (Figura 3.22) è stata effettuata nel troncone Est del Portico, in corrispondenza del sesto pilastro da Nord, mentre la prova sulla muratura di mattoni (Figura 3.23) è stata effettuata nel primo pilastro interno da Est nel lato Nord del Portico. In Figura 3.24 è riportata la collocazione in pianta delle due prove.



Figura 3.22 – Prova con martinetti piatti su muratura di tufo grigio



Figura 3.23 – Prova con martinetti piatti su muratura di mattoni

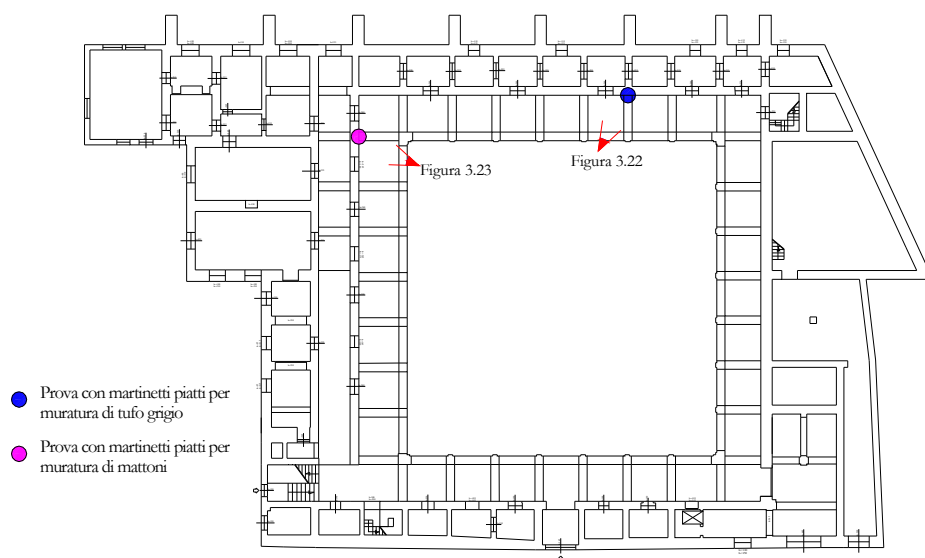


Figura 3.24 – Localizzazione delle prove con martinetti piatti

Per quanto riguarda la prova condotta sulla muratura di tufo grigio campano, la rottura si è attinta in corrispondenza di una pressione applicata di circa 19 bar. La prova sulla muratura di mattoni, per motivi di sicurezza, non è stata portata fino a rottura. Per questa prova si è avuta la prima fessurazione in corrispondenza di una pressione di circa 35 bar. Per ciascuna prova sono state

effettuate letture degli spostamenti verticali ed orizzontali mediante deformometro centesimale a lettura digitale.

La tensione sollecitante la muratura è stata ottenuta mediante la seguente espressione:

$$\sigma = K_m K_a p \quad [3.1]$$

in cui K_m è la costante del martinetto ed è fornita dalla casa costruttrice, K_a è il rapporto tra l'area del martinetto e l'area del taglio, mentre p è la pressione manometrica del fluido nel martinetto. Nel caso in esame, le due costanti hanno i seguenti valori:

$$K_m = 0,96 \quad [3.2]$$

$$K_a = 0,90 \quad [3.3]$$

E' stato, inoltre, calcolato il modulo elastico secante in corrispondenza dei valori $0,1f_k$ e $0,4f_k$, dove f_k rappresenta la tensione di rottura della muratura. Nel caso della muratura di mattoni, non essendo nota la tensione di rottura, si è considerata la tensione di prima fessurazione. In Figura 3.25 e Figura 3.26 si riportano i diagrammi relativi alle prove con martinetti doppi.

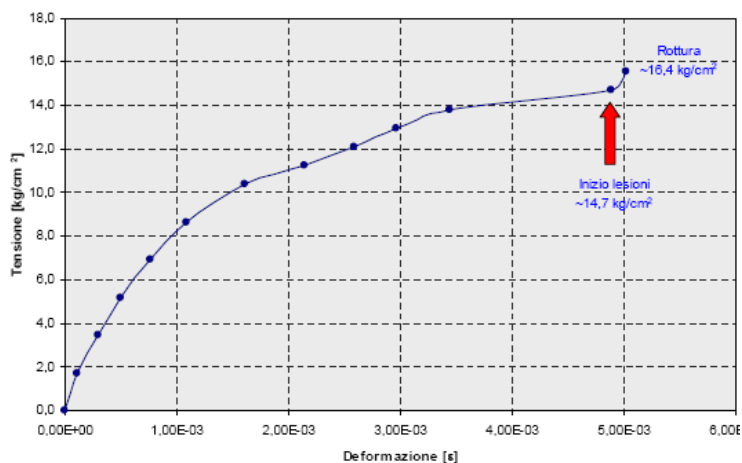


Figura 3.25 – Prova con martinetto doppio per la muratura di tufo grigio

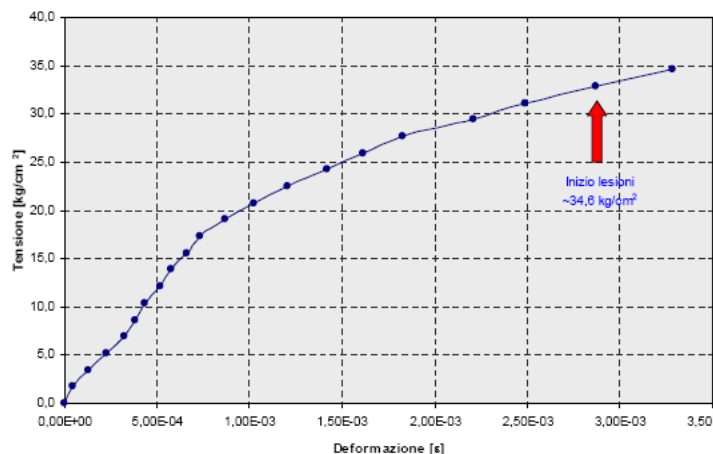


Figura 3.26 – Prova con martinetto doppio per la muratura di mattoni

Riepilogando, i dati sperimentali di tali prove sono i seguenti:

	Tensione di prima fessurazione [MPa]	Tensione di rottura [MPa]	Modulo elastico secante [MPa]
Muratura di tufo grigio	1,44	1,60	770,50
Muratura di mattoni	3,39	n.d.	2285,40

Tabella 3.3 - Risultati delle prove con martinetto piatto doppio

3.5. L'analisi dei carichi

A seguito dei saggi effettuati in vari punti del solaio di copertura, è stato possibile ricostruire una verosimile stratigrafia del solaio esistente. In Figura 3.27 è riportata la sezione dei solai in ferro di copertura, dalla quale si evincono chiaramente tutti gli elementi costruttivi che compongono tale tipologia strutturale.

L'analisi dei carichi è stata effettuata facendo riferimento ad una superficie pari ad un metro quadro di solaio. Il solaio, che non presenta soletta in c.a., è

sormontato da uno strato di materiale inerte dello spessore medio di 25 cm, ed è ricoperto da uno strato di asfalto minerale spesso 5 cm. In Tabella 3.4 è riportata l'analisi dei carichi.

Elemento	Spessore [m]	Peso [kN/mq]
Profilato NP 160	-	0,17
Tavelloni in laterizio	0,06	0,48
Materiale inerte	0,25	3,75
Impermeabilizzazione minerale	0,05	0,90
Intonaco		0,30
Peso proprio del solaio		5,60

Tabella 3.4 - Analisi dei carichi del solaio di copertura

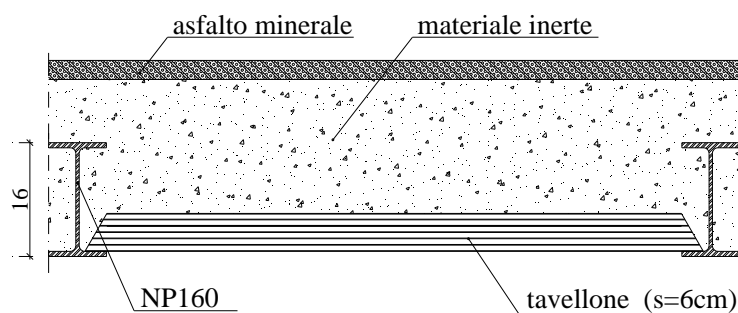


Figura 3.27 - Sezione del solaio esistente

Per quanto riguarda il peso delle volte in muratura, invece, questo è stato valutato, caso per caso, sulla base dei dati geometrici inseriti e del peso proprio del riempimento della volta stessa.



Capitolo 4

Modellazione, analisi e verifiche dell'edificio

4.1. Premessa

In questo capitolo si descrivono le procedure di modellazione, analisi sismica e verifica del Monastero di San Michele Arcangelo.

Le analisi sismiche sono state effettuate seguendo tre disposizioni normative:

- Ordinanza n. 3274 e s.m.i.;
- D.M. 14/01/2008;
- D.M. 14/01/2008 integrato con le prescrizioni delle Linee Guida.

Le norme utilizzate presentano la medesima impostazione di fondo che è sempre basata sull'approccio degli Eurocodici. In particolare esse sono caratterizzate da una notevole importanza attribuita alla fase di conoscenza dell'edificio oggetto dell'intervento e prevedono la possibilità di derogare all'adeguamento in favore di un miglioramento sismico, inteso come insieme di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle azioni sismiche, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per le nuove costruzioni.

Le normative utilizzate per le analisi si differenziano, però, relativamente alla definizione dei seguenti parametri:

- Accelerazione sismica;
- Proprietà di amplificazione dinamica del terreno di fondazione;
- Fattore di importanza;
- Fattore di confidenza;
- Proprietà meccaniche dei materiali.

Lo scopo dello studio svolto è stato quello di analizzare lo stato attuale della struttura (funzionamento accertato), proporre degli interventi, verificarne l'efficacia e valutare l'incremento dell'indice di sicurezza sismica calcolato in base all'accelerazione del sisma alla base dell'edificio che determina il raggiungimento degli Stati Limite previsti. Tale operazione è stata svolta secondo le tre disposizioni normative citate. Nel paragrafo 4.7 sono riportati i confronti tra i risultati ottenuti.

4.2. Il modello del Monastero

Il modello del monastero, elaborato con il codice di calcolo automatico TREMURI (Figura 4.1) è costituito da pareti piane e da strutture orizzontali che rappresentano i solai piani e le volte in muratura.

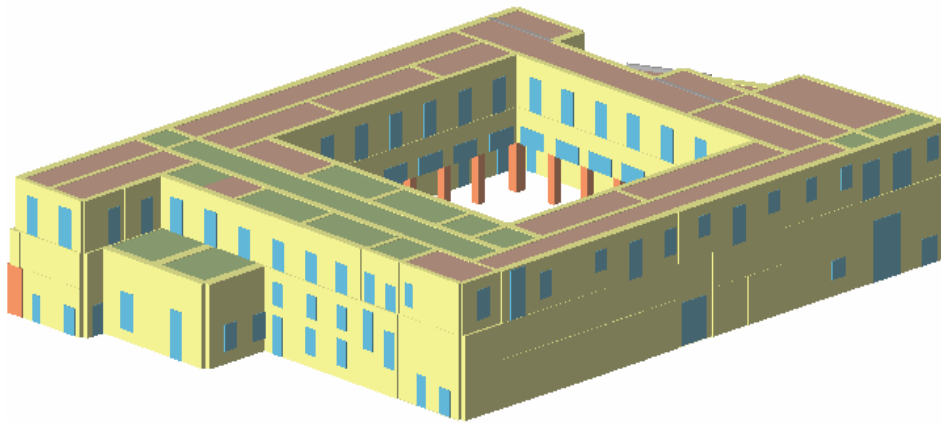


Figura 4.1–Vista 3D del modello TREMURI

La singola parete è stata modellata mediante uno schema a telaio equivalente composto da elementi resistenti (maschi e fasce di piano), connessi da pannelli di muratura a comportamento rigido (nodi).

I solai sono stati schematizzati come diaframmi piani ortotropi, connessi alla struttura nei nodi tridimensionali delle pareti. Essendo tali solai sprovvisti di soletta in calcestruzzo, la loro rigidezza nel piano è stata trascurata, per cui, ai fini dell'analisi sismica, essi rappresentano solo un carico da ripartire tra i maschi murari che lo sostengono.



Nel modello sono state inserite anche le numerose volte in muratura presenti nella struttura; anche per tali elementi è stato trascurato il contributo irrigidente nel piano.

Il modello di calcolo dell'edificio è costituito globalmente da 45 pareti ed 846 elementi, 508 nodi tridimensionali e 166 bidimensionali, 174 vincoli, ed ha un peso complessivo di 109518 kN.

Ogni parete del modello corrisponde al piano geometrico medio dell'allineamento murario, a meno di approssimazioni legate a disassamenti, sia in pianta che in elevazione. Il modello include tutte le pareti portanti, trascurando le tramezzature con funzione non strutturale il cui contributo irrigidente, per il complesso funzionale, si può ritenere non significativo.

La creazione del modello è stata effettuata sulla base della conformazione planoaltimetrica dell'edificio, prestando particolare attenzione alla posizione delle aperture.

Esso è costituito da tre livelli sovrapposti, che ripropongono verosimilmente il modello geometrico-strutturale reale. Tuttavia, nel modellare la struttura, si sono rese necessarie alcune semplificazioni in quanto il modello di calcolo non è in grado di schematizzare, nei dettagli, tutte le complessità strutturali del monastero.

Il piano di fondazione della struttura è unico per tutto l'edificio, ed è stato scelto in corrispondenza del piano di posa dei pilastri del chiostro. Le fondazioni non sono state inserite nel modello, per cui il codice di calcolo ha automaticamente vincolato con incastri perfetti tutti i pannelli murari a contatto con il piano di posa della struttura.

Il primo livello del modello ha un'altezza di 3,85m ed è costituito dagli allineamenti murari che dal piano di fondazione si sviluppano fino alla quota media di calpestio degli ambienti ammezzati. Tale quota coincide anche con la quota di imposta degli archi del portico.

Il secondo livello ha un'altezza di 2,80m ed è ricoperto dagli orizzontamenti, costituiti quasi ovunque, da volte che costituiscono il calpestio del terzo livello. A questo livello, nella zona del portico, si sono inseriti degli elementi strutturali in grado di simulare il comportamento ad arco. Il codice di calcolo TREMURI non consente di schematizzare le strutture ad arco, per cui, tale struttura è stata

schematizzata mediante un pannello murario avente lo spessore dell'arco stesso, all'interno del quale è stata introdotta un'apertura. In tal modo si è ottenuto un elemento strutturale avente una rigidezza equivalente. Tali archi sono impostati su pilastri in muratura, i quali, a differenza delle pareti, sono dotati di rigidezza lungo entrambe le direzioni, e quindi, anche fuori dal piano.

Il terzo livello ha un'altezza di 4,05m e rappresenta l'ultimo piano dell'edificio; esso è ricoperto dagli orizzontamenti di copertura, in parte costituiti da volte ed in parte da solai con travi in ferro.

L'edificio, inoltre, presenta un numero cospicuo di tiranti metallici (catene), presenti nel portico del piano terreno e a livello di impalcato. Il codice di calcolo è in grado di simulare la presenza delle catene mediante l'inserimento di elementi elastici reagenti a sola trazione e collegati ai nodi delle pareti, ai quali è stato assegnato un valore di pretensionamento di 0,10 kN. Tale valore è giustificato dal fatto che dette catene sono allentate a causa dell'inefficienza dei dispositivi di contrasto nella muratura.

L'edificio, pur avendo una pianta compatta ed abbastanza regolare, presenta i vani che generalmente, lungo la direzione verticale delle pareti, non sono quasi mai allineati. Ciò è frutto dei numerosi interventi succedutisi negli anni che ne hanno modificato sia l'aspetto originario ma soprattutto hanno modificato, dal punto di vista strutturale, il comportamento resistente dell'edificio. Pertanto, come si evince dalle immagini elaborate dal codice di calcolo, la suddivisione delle pareti in maschi, fasce e nodi, risulta particolarmente articolata.

In Figura 4.2 e Figura 4.3 si illustrano due pareti dell'edificio, così come elaborate dal codice di calcolo, ottenute a seguito dell'operazione di generazione della mesh.

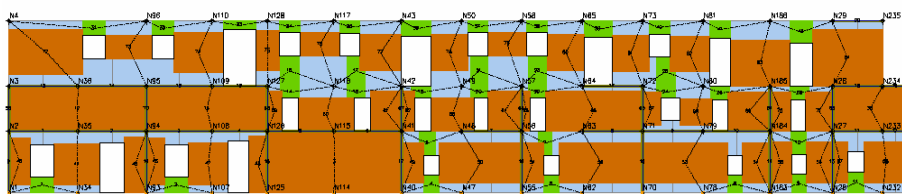


Figura 4.2–Vista della parete 1

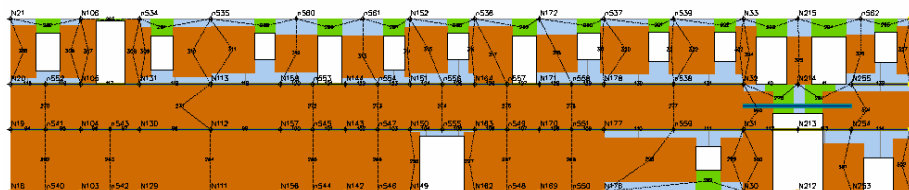


Figura 4.3–Vista della parete 15

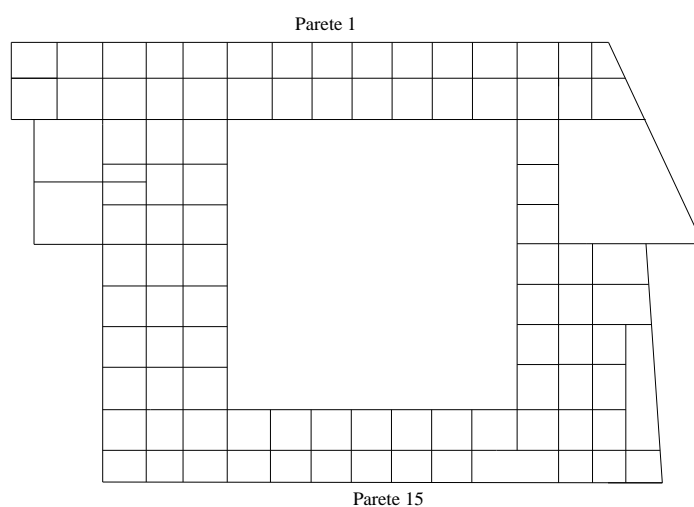


Figura 4.4–Allineamenti murari dell'edificio

In Figura 4.4 si riporta, invece, lo schema degli allineamenti murari dell'edificio. Una nota particolare merita la considerazione dei vani scala all'interno del modello; per simulare il loro contributo, seppure limitato, alla risposta sismica globale dell'edificio, sono state inserite delle volte a vela di opportuna geometria, in modo da simulare una rigidezza ed una massa sismica rappresentative di tali strutture.

4.2.1. Analisi sismiche con il codice TREMURI

Il codice di calcolo TREMURI consente di effettuare 24 differenti analisi (Tabella 4.1) che si differenziano per direzione (X e Y in entrambi i versi), carico sismico (proporzionale al I modo di vibrazione o proporzionali alle masse), e per eccentricità del punto di applicazione della forza.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]
1	+X	Masse	0
2	+X	1° Modo	0
3	-X	Masse	0
4	-X	1° Modo	0
5	+Y	Masse	0
6	+Y	1° Modo	0
7	-Y	Masse	0
8	-Y	1° Modo	0
9	+X	Masse	223
10	+X	Masse	-223
11	+X	1° Modo	223
12	+X	1° Modo	-223
13	-X	Masse	223
14	-X	Masse	-223
15	-X	1° Modo	223
16	-X	1° Modo	-223
17	+Y	Masse	351
18	+Y	Masse	-351
19	+Y	1° Modo	351
20	+Y	1° Modo	-351
21	-Y	Masse	351
22	-Y	Masse	-351
23	-Y	1° Modo	351
24	-Y	1° Modo	-351

Tabella 4.1–Riepilogo delle analisi

Preliminarmente alla valutazione della curva di capacità è opportuno scegliere il nodo di controllo della struttura; esso, infatti, influenza le caratteristiche dell'oscillatore semplice e, quindi, la conversione della curva taglio alla base-spostamento nella curva di capacità bilineare.

Nel caso in esame, sono stati scelti i nodi di controllo coincidenti con la quota dell'ultimo piano dell'edificio, e sono stati diversificati in base alla direzione di azione delle forze applicate. Nella Figura 4.5 sono riportati i nodi di controllo della struttura per le analisi nelle direzioni X e Y.



La curva di capacità risultante, per ciascun caso esaminato, con le dovute precisazioni nell'ambito delle modalità di verifica e di definizione dello spostamento ultimo, è la medesima sia nel caso di verifica allo S.L.D.S. che nel caso di verifica allo S.L.D.L., poiché i carichi agenti sulla struttura sono gli stessi.

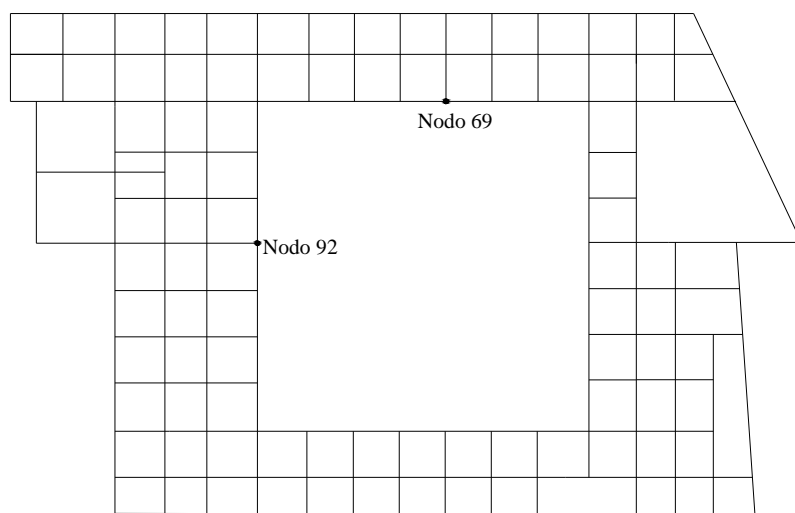


Figura 4.5–Nodi di controllo della struttura

Ciascun passo dell'analisi può essere tradotto in un preciso livello di funzionalità della struttura caratterizzato da un determinato quadro di danneggiamento degli elementi strutturali.

4.3. Meccanismi locali di collasso: modelli e verifiche

Il metodo tradizionale con il quale storicamente è stato interpretato il comportamento degli elementi murari è l'Analisi Limite dell'Equilibrio.

Tale metodo, secondo l'approccio cinematico lineare, si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e permette di determinare l'accelerazione orizzontale che attiva il cinematismo. Per la corretta applicazione di questo metodo è necessario individuare, all'interno della struttura, porzioni finite di muratura assimilabili a corpi rigidi e delimitate da piani di frattura preesistenti.

I corpi rigidi (macroelementi), che definiscono la catena cinematica di ogni singolo meccanismo, sono in grado di ruotare e scorrere reciprocamente.

Le ipotesi semplificative alla base del metodo sono le seguenti:

- resistenza a trazione nulla della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per una simulazione più realistica del comportamento, è possibile tener conto, in forma approssimata, dei seguenti fenomeni: *a)* l'attrito tra i conci di pietra che si genera a causa degli scorrimenti; *b)* le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; *c)* la presenza di catene metalliche; *d)* la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; *e)* la presenza di pareti a paramenti scollegati.

L'analisi cinematica lineare, che si presenta di facile applicazione anche nella pratica progettuale per gli interventi di consolidamento, può rappresentare uno strumento in cui si compendiano le conoscenze storiche e le evidenze sperimentali sul campo.

Il calcolo del moltiplicatore dei carichi α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, al sistema di corpi rigidi in corrispondenza di un atto di moto virtuale. Individuata la catena cinematica corrispondente al cinematismo da studiare, si individuano tutte le forze che si esercitano sul sistema e che sono costituite da:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;



- i carichi verticali portati dagli stessi;
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se questi non sono efficacemente connessi ad altre parti dell'edificio;
- eventuali ulteriori forze esterne, per esempio quelle trasmesse da catene metalliche.

L'espressione analitica del PLV è la seguente:

$$\alpha_0 \left[\sum_{i=1}^n P_i \delta_{xi} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{xj} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{yi} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad [4.1]$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze applicate ai singoli blocchi;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse generano forze orizzontali sugli elementi, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero delle forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata al blocco;
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata ai blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- δ_{ix} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- δ_{jx} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

- δ_{iy} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è il valore assoluto della generica forza esterna applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell'h-esima forza esterna, nella direzione della stessa e di segno positivo se di verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne (ad es. forze di ingranamento tra i conci murari).

Nella relazione 4.1, si intende che le intensità delle diverse forze siano assunte in valore assoluto.

Assegnando una rotazione virtuale al sistema di macroelementi e, tenendo conto della loro geometria, si determinano gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze in gioco.

In alcuni casi l'espressione precedente assume la forma di un'equazione di equilibrio tra un momento stabilizzante ed uno ribaltante, omettendo in tal caso il calcolo degli spostamenti virtuali.

Dunque, per ottenere il moltiplicatore dei carichi α_0 è necessario valutare il lavoro compiuto dalle diverse forze in gioco, attraverso la ricerca degli spostamenti virtuali dei diversi punti di applicazione, a seguito dell'assegnazione di uno spostamento virtuale ad un blocco rigido componente il cinematismo in esame. Gli spostamenti virtuali possono essere ottenuti o per via grafica o mediante la formula generale dell'atto di moto rigido infinitesimo.

Il valore del moltiplicatore α_0 è indipendente dall'entità dello spostamento virtuale impresso al cinematismo, in quanto quest'ultimo compare linearmente in tutti i termini ed è pertanto semplificabile.

Il valore dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo a_0^* è definita da ciascuna normativa. L'Ordinanza propone la seguente espressione:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \quad [4.2]$$

mentre il DM 14/01/2008 pone:



$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} \quad [4.2]$$

dove FC è il fattore di confidenza della struttura ed M^* rappresenta la massa partecipante associata al meccanismo. Tale quantità, che assume la medesima forma nell'Ordinanza e nel DM 14/01/2008, può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi alla stregua di una forma modale di vibrazione :

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{m+n} P_i \delta_{xi}^2} \quad [4.3]$$

Tale quantità, di norma, è inferiore alla massa dell'intero blocco rigido considerato, e ciò dimostra che durante l'evento sismico non tutta la massa viene attivata dinamicamente.

4.4. Analisi sismiche secondo l'OPCM n. 3274 e s.m.i.

Per le costruzioni in muratura esistenti, l'Ordinanza impone la valutazione della vulnerabilità sismica sia nei confronti dei meccanismi di tipo globale sia nei confronti di meccanismi locali, opportunamente individuati in base ad uno studio accurato della struttura.

Di seguito si descrive brevemente come le informazioni raccolte nel corso della fase di studio del monastero siano state tradotte in parametri di calcolo previsti dall'Ordinanza.

Riguardo alla definizione dell'azione sismica, l'Ordinanza prevede la suddivisione del territorio nazionale in quattro zone sismiche, ciascuna delle quali caratterizzata da una ben precisa accelerazione sismica attesa: in particolare il comune di Gragnano ricade in zona 2, per cui è stata considerata un'accelerazione sismica su suolo rigido di $0,25g \text{ m/s}^2$.

I valori di accelerazione forniti dallo spettro elastico dipendono essenzialmente dalla categoria di suolo di fondazione su cui poggia l'edificio. Nel caso in esame, come tipologia di terreno, si è scelta la categoria D riportata nell'Ordinanza: *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180 \text{ m/s}$ ($\text{NSPT} < 15$, $c_u < 70 \text{ kPa}$).*

Per questa categoria di terreno, sono previsti i seguenti parametri che definiscono lo spettro elastico (Tabella 4.2).

S	T _B	T _C	T _D
1,25	0,15	0,50	2,0

Tabella 4.2-Valori dei parametri del suolo di fondazione

Per quanto riguarda la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, si è considerata la combinazione prevista dall'Ordinanza:

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{ki}) \quad [4.1]$$

in cui:

- γ_I è il fattore di importanza;



- E è l'azione sismica;
- G_k è il valore caratteristico dei carichi permanenti;
- Ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q_k ;
- Q_k è il valore caratteristico dell'azione variabile.

Riguardo al fattore di importanza l'Ordinanza individua tre categorie di importanza, caratterizzate da altrettanti valori del fattore di importanza γ_I . Nella fattispecie, per gli edifici ritenuti importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri, ecc.), si prescrive un incremento dell'azione sismica del 20% ($\gamma_I=1,2$), mentre, per gli edifici strategici (municipi, prefetture, ecc.), l'incremento è del 40% ($\gamma_I=1,4$); per gli edifici ordinari non è prevista alcuna maggiorazione ($\gamma_I=1$). Il fattore di importanza è stato assunto, nel caso studio, pari a 1,2 per tener conto che, pur trattandosi di un edificio che non ospiterà funzioni strategiche, potrebbe essere, nel corso della vita utile, suscettibile di un affollamento significativo.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i \Psi_{Ei} Q_{Ki} \quad [4.2]$$

in cui il coefficiente Ψ_{Ei} è dato dal prodotto di Ψ_{2i} per un coefficiente riduttivo φ , introdotto al fine di tener conto della possibilità che i carichi variabili non partecipino interamente al moto, per esempio se non rigidamente vincolati alla struttura. I valori dei coefficienti Ψ_{2i} e φ per i carichi in esame nel presente caso risultano quelli riportati nelle Tabella 4.3 Tabella e Tabella 4.4.

Definiti tutti i coefficienti da adottare, si procede al calcolo dei carichi da applicare al modello mediante la [4.2].

Destinazione d'uso	Ψ_{2i}
Abitazioni e uffici	0,30
Tetti e coperture con neve	0,20
Scale, Magazzini, Archivi	0,80

Tabella 4.3-Coefficienti Ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso

Capitolo 4

Carichi ai piani	φ
Copertura	1,00
Carichi indipendenti	0,50

Tabella 4.4-Coefficienti φ per edifici

Per quanto riguarda il livello di conoscenza dell'edificio, in base alle indicazioni fornite dall'Ordinanza, con l'esecuzione delle prove sperimentali descritte nel Capitolo 3, il rilievo completo del fabbricato e le verifiche dei dettagli costruttivi, si è raggiunto un livello di conoscenza adeguato (LC2), al quale corrisponde un fattore di confidenza di 1,2, che è stato utilizzato per ridurre i valori di resistenza media della muratura.

Per tale livello di conoscenza, l'Ordinanza consente di utilizzare, come parametri meccanici della muratura, i valori riportati nella Tabella 1.2 del Capitolo 1; per la muratura di tufo grigio si sono considerati, come parametri meccanici, quelli relativi alla “Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)”, mentre per la muratura di mattoni, si è fatto riferimento ai valori relativi a “Muratura di mattoni pieni e malta di calce” riportati nella stessa Tabella.

Tali valori sono riferiti a murature costituite da malta con scarse caratteristiche meccaniche, assenza di ricorsi di malta, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Nelle Tabella 4.4 e Tabella 4.5 si riportano i parametri utilizzati per l'analisi sismica.

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
83,3	2,9	1080,0	180,0	13

Tabella 4.5-Parametri meccanici della muratura di tufo

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
191,7	6,3	2100,0	350,0	18

Tabella 4.6-Parametri meccanici della muratura di mattoni



Per quanto riguarda le verifiche, esse sono state effettuate nei confronti di due Stati Limite definiti dall'Ordinanza che sono:

Stato Limite di Danno Severo: sotto l'effetto della azione sismica di progetto, caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, le strutture degli edifici, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Stato Limite di Danno Limitato: le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto, ma non maggiore del 50% in 50 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera; i danni strutturali sono di entità trascurabile.

4.4.1. Analisi globale dello stato di fatto

Con il termine stato di fatto si vuole indicare l'attuale stato dei luoghi dell'edificio, così come è stato descritto nel Capitolo 3, e con i carichi previsti per la destinazione d'uso.

L'edificio, che attualmente è inutilizzato, sarà sede di uffici aperti al pubblico per cui il sovraccarico accidentale previsto dalla normativa per tale destinazione d'uso è di 3 kN/mq.

Mediante il codice di calcolo TREMURI è stato creato, secondo i criteri riportati nel paragrafo 4.2, un modello strutturale (SF_{OPCM}) rappresentativo dello stato di fatto del Monastero. Successivamente sono state effettuate le 24 diverse analisi che tengono conto di tutte le combinazioni di carico possibili previste dall'Ordinanza.

La sicurezza sismica è stata valutata effettuando un confronto tra l'accelerazione che porta la struttura a raggiungere gli Stati Limite previsti dall'Ordinanza e l'accelerazione attesa per il sito. Tale rapporto coincide con l'indice di sicurezza sismica I_{ss} definito dalle Linee Guida.

I risultati di queste elaborazioni sono rappresentati in Tabella 4.7.

Modello	Accelerazioni di collasso alla base dell'edificio		Accelerazioni richieste dal sisma alla base dell'edificio		I_s SLDS [-]	I_s SLDL [-]
	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]		
SF _{OPCM}	1,425	1,020	3,675	1,472	0,388	0,693

Tabella 4.7-Risultati delle analisi dello stato di fatto

Le verifiche sismiche dell'edificio, allo stato attuale, non sono soddisfatte. Infatti, come si evince dalla Tabella 4.7, il valore dell'indice di sicurezza sismica è inferiore all'unità.

4.4.2. Analisi dei meccanismi locali allo stato di fatto

Il codice di calcolo TREMURI consente di effettuare analisi sismiche statiche non lineari finalizzate allo studio delle vulnerabilità sismica globale della struttura. Tali analisi non tengono conto dei fenomeni di collasso locali, per cui, a valle dell'analisi globale sono state condotte verifiche su porzioni della struttura che apparivano particolarmente vulnerabili rispetto ai meccanismi fuori del piano.

Di tutti i possibili meccanismi, il più significativo è apparso il ribaltamento semplice della parete perimetrale del lato Nord dell'edificio, il quale è stato innescato a seguito del crollo di una parte di edificio. Nella Figura 4.6 è rappresentato lo stato dei luoghi antecedente al crollo avvenuto a seguito del sisma del Novembre 1980, mentre, nella Figura 4.7 è rappresentata la situazione attuale dell'edificio.

Per questo meccanismo è stato condotto uno studio di vulnerabilità mediante l'analisi cinematica lineare applicata ad modello di parete verticale, per il quale sono stati individuati tre possibili cinematismi di collasso (Figura 4.8):

- Cinematismo C1: ribaltamento della parete con formazione della cerniera plastica al piede della parete;



- Cinematismo C2: ribaltamento della parete con formazione della cerniera plastica alla quota di impalcato del piano ammezzato;
- Cinematismo C3: ribaltamento della parete con formazione della cerniera plastica alla quota di impalcato del primo piano.



Figura 4.6–Vista del lato Nord dell'edificio prima del terremoto del 1980



Figura 4.7- Vista del lato Nord dell'edificio dopo il terremoto del 1980

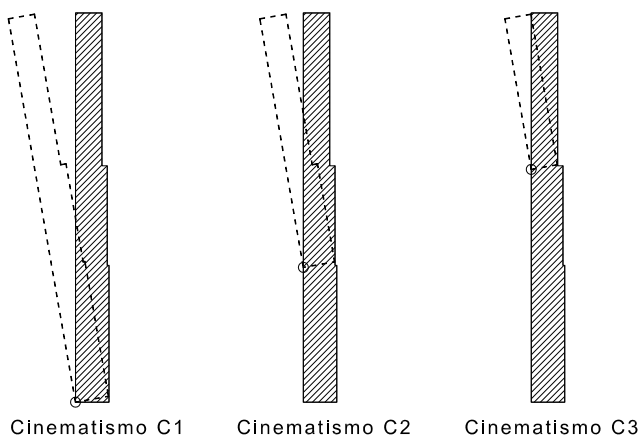


Figura 4.8–Configurazioni cinematiche di collasso

Il modello cinematico completo della parete è rappresentato in Figura 4.9; oltre alle azioni gravitazionali dovute al peso proprio delle strutture ed un'aliquota dei carichi accidentali, nel modello di calcolo sono state considerate le spinte delle volte e l'attrito dovuto allo scorrimento tra i blocchi di muratura.

Nel caso in esame, per il calcolo del moltiplicatore di attivazione del cinematisma α_0 , l'espressione [4.1] è diventata una semplice equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto di ribaltamento del macroelemento. Nel calcolo si è tenuto conto dell'azione stabilizzante dovuta all'attrito tra i conci di pietra.

Il macroelemento rigido rappresentativo della parete è stato suddiviso in 9 blocchi; il punto di applicazione della forza peso di ciascuno di essi coincide con il baricentro del volume corrispondente. Le spinte delle volte sono state calcolate con metodi approssimati e sono state applicate alle quote di imposta delle volte. Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali, l'Ordinanza impone che, per questo tipo di analisi si consideri solo un'aliquota pari al 30%.

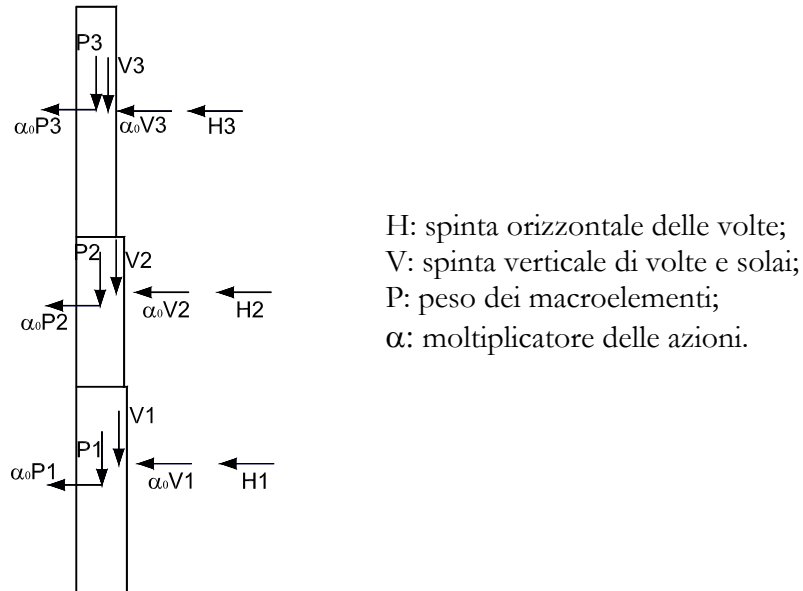


Figura 4.9—Modello del macroelemento

Per la verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno Severo occorre controllare che sia soddisfatta la seguente uguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left(1 + 1,5 \frac{Z}{H} \right) \quad [4.3]$$



nella quale a_0^* è l'accelerazione spettrale (calcolata per $T=0$ in quanto si tratta di corpo rigido) che attiva il meccanismo, a_g rappresenta l'accelerazione su suolo rigido definita per la zona sismica, S è un parametro sismico riferito al profilo stratigrafico del suolo di fondazione, q è il fattore di struttura (l'Ordinanza impone, per queste verifiche, che sia uguale a 2), mentre H e Z rappresentano rispettivamente l'altezza della parete e la quota, rispetto alla fondazione, del baricentro delle forze peso P_i e dei carichi accidentali che vengono eccitati dal sisma. Per la valutazione di Z si può fare riferimento alla seguente formula:

$$Z = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i y_i) + \sum_{j=1}^m (S_j y_j)}{\sum_{i=1}^n P_i + \sum_{j=1}^m S_j} + y_{cerniera} \quad [4.4]$$

dove S_j rappresenta la componente verticale delle spinte degli impalcati (solai e volte), y_i e y_j sono le quote di applicazione rispettivamente di P_i e S_j , mentre $y_{cerniera}$ è la quota alla quale si forma la cerniera cilindrica che determina il cinematismo.

L'indice di sicurezza sismico assume, nell'ambito delle verifiche dei meccanismi locali, la seguente espressione:

$$I_{SS}^{Locali} = \frac{a_0^*}{\frac{a_g S}{q} \left(1 + 1,5 \frac{Z}{H} \right)} \quad [4.5]$$

la quale è caratterizzata, al denominatore, da un coefficiente amplificativo che tiene conto della quota alla quale si verifica il meccanismo. Dai risultati delle verifiche, che sono riportati in Tabella 4.8, si nota che per nessuno dei meccanismi è soddisfatta la verifica allo Stato Limite di Danno Severo.

Cinematismo	Accelerazione di attivazione del mecc. a_0^* [m/s ²]	Accelerazione richiesta dal sisma. [m/s ²]	I_{SS}^{Locali}
C1	0,398	2,64	0,150
C2	0,648	3,10	0,209
C3	0,703	3,42	0,206

Tabella 4.8–Risultati delle verifiche SLDS

Dei tre meccanismi analizzati, quello che determina la crisi della parete è il cinematisma C1, in quanto caratterizzato dal più basso valore del margine di sicurezza.

4.4.3. Scelta degli interventi

Alla luce dei risultati delle analisi sismiche globali e locali dell'edificio, si è constatato che, allo stato attuale, l'edificio presenta un grado di sicurezza sismica esiguo.

La crisi della struttura è determinata dal meccanismo di ribaltamento fuori dal piano della parete Nord del fabbricato, per la quale l'accelerazione di attivazione del meccanismo è di $0,398 \text{ m/s}^2$ a fronte di un'accelerazione richiesta dal sisma di $2,64 \text{ m/s}^2$, con un fattore di sicurezza di 0,15. E' necessario, dunque, predisporre dei dispositivi che impediscano il ribaltamento fuori dal piano della parete.

Tra gli interventi suggeriti dalla stessa Ordinanza (contrafforti, catene, cordoli) si è scelto di predisporre dei tiranti metallici (catene) in direzione ortogonale allo sviluppo della parete, disposti alle quote di impalcato del piano ammezzato e del primo piano, mentre, in copertura, è stato previsto di realizzare un cordolo in cemento armato.

Altri fenomeni di ribaltamento locale sono stati individuati nel portico del Monastero dove la spinta delle numerose volte a vela è contrastata da catene metalliche di sezione insufficiente. Per tali catene, pertanto, si prevede la sostituzione e la predisposizione di idonee piastre di ancoraggio nella muratura.

Per quanto riguarda gli interventi strutturali volti ad incrementare la sicurezza sismica nei confronti del meccanismo globale si è ipotizzato di sostituire tutte le catene metalliche esistenti presenti nelle pareti degli ambienti ammezzati ed al primo piano dell'edificio, sostituire il solaio di copertura esistente con un solaio in legno, ed, infine, realizzare i cordoli in cemento armato alla quota di copertura.

Per quanto riguarda il solaio di copertura, la sua sostituzione è necessaria a causa della fatiscenza dovuta ai fenomeni meteorici. Tale intervento consente anche di ridurre le masse sismiche eccitabili dal sisma.

Dunque, gli interventi ipotizzati sono i seguenti:



- Predisposizione di 15 catene metalliche di diametro 32 mm per contrastare il ribaltamento della parete Nord del fabbricato, distribuite sui tre livelli con un pretensionamento variabile tra 60 e 70 MPa;
- Sostituzione delle catene all'imposta delle volte nel portico;
- Sostituzione delle catene presenti negli ambienti ammezzati e del primo piano;
- Sostituzione del solaio di copertura con uno in legno;
- Cordoli in cemento armato alla quota del solaio di copertura.

4.4.4. Analisi dell'edificio post-intervento

Per effettuare la valutazione della sicurezza sismica globale dell'edificio è stato realizzato un modello (SP_{OPCM}) che tiene conto degli interventi precedentemente illustrati. Per tale modello, realizzato con il codice di calcolo TREMURI, sono state effettuate le 24 analisi sismiche che tengono conto di tutte le combinazioni previste dall'Ordinanza.

La sicurezza sismica è stata valutata effettuando un confronto tra l'accelerazione che porta la struttura a raggiungere gli Stati Limite previsti dall'Ordinanza e l'accelerazione attesa per il sito. Il rapporto tra queste due accelerazioni coincide con l'indice di sicurezza sismica I_{SS} definito dalle Linee Guida.

I risultati delle analisi globali svolte sono riportati nella Tabella 4.9, mentre nella Tabella 4.10 sono riepilogati i risultati delle analisi condotte relativamente ai meccanismi locali.

Modello	Accelerazioni di collasso alla base dell'edificio		Accelerazioni richieste dal sisma alla base dell'edificio		$I_{S\ SLDS}$ [-]	$I_{S\ SLDL}$ [-]
	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]		
SP _{OPCM}	1,611	1,080	3,675	1,472	0,438	0,734

Tabella 4.9 - Risultati delle analisi a seguito degli interventi

Cinematismo	Accelerazione di attivazione del mecc. a^*_0 [m/s ²]	Accelerazione richiesta dal sisma. [m/s ²]	I_{ss}^{Locali}
C1	3,976	2,64	1,506
C2	4,173	3,10	1,346
C3	3,625	3,42	1,060

Tabella 4.10 - Risultati delle verifiche per meccanismi locali post-intervento

Dall'analisi dei risultati ottenuti emerge che, a seguito degli interventi previsti, le verifiche dei meccanismi locali sono soddisfatte, mentre quelle relative all'analisi globale dell'edificio, nonostante un miglioramento, risultano comunque non soddisfatte.

In altre parole l'accelerazione sismica di crisi, che allo stato di fatto era di $0,398\text{m/s}^2$ a causa dell'innescarsi del cinematismo 1 (ribaltamento dell'intera parete Nord del Monastero), si è accresciuta fino a raggiungere il valore di $1,611\text{ m/s}^2$, in corrispondenza del quale si attinge la crisi strutturale, a fronte di una domanda di accelerazione sismica di $3,675\text{ m/s}^2$.



4.5. Analisi sismiche secondo il D.M. 14/01/2008

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, entrate in vigore il 14 settembre 2008, introducono una nuova classificazione sismica del territorio nazionale italiano.

Tali norme hanno abolito le 4 zone sismiche introdotte dall'Ordinanza n.3274 per far posto ad una classificazione del territorio nazionale basata sulla "pericolosità sismica di base" dedotta da studi condotti a livello nazionale.

L'azione sismica viene valutata in relazione al periodo di riferimento V_R , ottenuto dal prodotto della vita nominale della struttura V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N C_U \quad [4.8]$$

Nel caso in esame, la vita nominale è di 50 anni (opere ordinarie), mentre la classe d'uso è la II (costruzioni con affollamenti significativi) con coefficiente di 1,5: il periodo di riferimento V_R pertanto è pari a 75 anni.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini del calcolo dell'azione sismica, è necessario individuare la categoria del terreno di fondazione in base a quelli proposti dal DM del 14/01/2008. Per il caso in esame, il terreno di fondazione è di categoria D:

Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT, 30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu, 30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

L'azione sismica, inoltre, tiene conto dell'ulteriore amplificazione dovuta all'andamento topografico del terreno; nel caso in esame (pendenza >15°), si è

scelto un fattore moltiplicativo dell'azione sismica $S_T=1,2$. Lo spettro elastico, dunque, è caratterizzato dai seguenti valori: (Tabella 4.11)

S_s	$S = S_s \times S_T$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
1,8	2,16	0,05	0,15	1,0

Tabella 4.11 - Valori dei parametri del suolo di fondazione

Per quanto riguarda la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, il DM 14/01/2008 impone la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j (\Psi_{2j} Q_{kj}) \quad [4.9]$$

in cui:

- G_1 è il peso proprio degli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio degli elementi non strutturali;
- Ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile Q_k ;
- Q_k è il valore caratteristico dell'azione variabile.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\Psi_{2j} Q_{kj}) \quad [4.10]$$

dove il coefficiente Ψ_{2i} assume i valori riportati in Tabella 4.12;

Categoria/Azione variabile	Ψ_{2j}
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria H Coperture	0
Neve (a quota <1000 m s.l.m.)	0

Tabella 4.12 - Valori di Ψ_{2j}

Il livello di accuratezza raggiunto nella fase di conoscenza consente di associare alla struttura un livello di conoscenza adeguato (LC2), al quale corrisponde un



fattore di confidenza di 1,2, che sarà utilizzato per ridurre i valori di resistenza media della muratura.

Per tale livello di conoscenza, il DM del 14/01/2008 consente di utilizzare, come parametri meccanici della muratura, i valori riportati nella Tabella 1.8 del Capitolo 1 riportata in appendice alla norma stessa; per la muratura di tufo grigio si sono considerati, come parametri meccanici, quelli relativi alla “Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)”, mentre per la muratura di mattoni, si è fatto riferimento ai valori relativi a “Muratura di mattoni pieni e malta di calce” riportati nella stessa tabella.

Tali valori sono riferiti a murature costituite con malta di scarse caratteristiche meccaniche, assenza di ricorsi di malta, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Nelle Tabella 4.13 e Tabella 4.14 si riportano i parametri utilizzati per l'analisi sismica.

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
158,3	2,9	1080,0	360,0	13

Tabella 4.13 - Parametri meccanici della muratura di tufo

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
266,7	6,3	1500,0	500,0	18

Tabella 4.14 - Parametri meccanici della muratura di mattoni

Per quanto riguarda le verifiche, esse verranno effettuate nei confronti di due Stati Limite che sono:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche

orizzontali. Tale Stato Limite coincide con lo Stato Limite di Danno Severo previsto dall'Ordinanza.

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Tale Stato Limite coincide con lo Stato Limite di Danno Limitato previsto dall'Ordinanza.
- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

4.5.1. Analisi globale dello stato di fatto

Il modello meccanico (SF_{DM2008}) sul quale sono state effettuate le analisi sismiche dello stato di fatto dell'edificio, secondo il DM 14/01/2008, è formalmente identico a quello utilizzato per le analisi secondo l'Ordinanza.

Sono state effettuate 24 diverse analisi che tengono conto di tutte le combinazioni di carico possibili previste dal DM del 14/01/2008 e le relative verifiche di sicurezza.

Modello	Accelerazioni di collasso alla base dell'edificio		Accelerazioni richieste dal sisma alla base dell'edificio		I _{SS} SLDS [-]	I _{SS} SLDL [-]
	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]		
SF _{DM 2008}	2,672	2,698	2,900	1,270	0,921	2,124

Tabella 4.15 - Risultati delle analisi a seguito degli interventi



La sicurezza sismica è stata valutata effettuando un confronto tra l'accelerazione che porta la struttura a raggiungere gli Stati Limite previsti dal DM 14/01/2008 e l'accelerazione attesa per il sito. Il rapporto tra queste due accelerazioni coincide con l'indice di sicurezza sismica I_{SS} definito dalle Linee Guida. I risultati di queste elaborazioni sono riportati nella Tabella 4.15.

4.5.2. Analisi dei meccanismi locali allo stato di fatto

In questo paragrafo vengono effettuate le verifiche di sicurezza, con le prescrizioni contenute nel DM 14/01/2008, nei confronti del meccanismo di ribaltamento fuori dal piano della parete Nord del fabbricato (Figura 4.6 e Figura 4.7). I cinematismi di collasso indagati ed il modello geometrico di calcolo sono riportati, rispettivamente, nella Figura 4.8 e Figura 4.9.

Per la verifica nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, il DM del 14/01/2008 prescrive che, nel caso in cui la verifica riguarda un elemento isolato della struttura poggiato a terra, la verifica è soddisfatta se l'accelerazione a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente uguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{VR}) S}{q} \quad [4.11]$$

dove a_g rappresenta l'accelerazione su suolo rigido definita per il sito, $S=2,16$ è un parametro sismico riferito al profilo stratigrafico del suolo di fondazione, q è il fattore di struttura posto pari a 2.

L'indice di sicurezza sismica assume l'espressione:

$$I_{SS}^{Locali} = \frac{a_0^*}{\frac{a_g (P_{VR}) S}{q}} \quad [4.12]$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In tal caso la verifica assume la seguente forma:

$$a_0^* > \frac{S_e(T_1)\psi(z)\gamma}{q} \quad [4.13]$$

in cui:

- $S_e(T_1)$ è il valore dello spettro elastico relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita;
- T_1 è il periodo fondamentale dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(z) = z/H$ dove H è l'altezza della struttura e z la quota del punto intorno al quale avviene il ribaltamento;
- $\gamma = 3N/(2N+1)$ è il coefficiente di partecipazione modale dove N è il numero di piani dell'edificio.

L'indice di sicurezza sismica assume la seguente forma:

$$I_{SS}^{Locali} = \frac{a_0^*}{\frac{S_e(T_1)\psi(z)\gamma}{q}} \quad [4.14]$$

Nella Tabella 4.16 si riportano i risultati delle analisi effettuate.

Cinematismo	Accelerazione di attivazione del mecc. a_0^* [m/s ²]	Accelerazione richiesta dal sisma. [m/s ²]	I_{SS}^{Locali}
C1	0,049	1,210	0,041
C2	0,293	0,916	0,320
C3	0,481	1,581	0,304

Tabella 4.16 - Risultati delle verifiche SLDS

Dai risultati riportati in Tabella 4.16 si nota che per nessuno dei meccanismi è soddisfatta la verifica allo Stato Limite di Danno Severo.

Dei tre meccanismi analizzati, quello che determina la crisi della parete è il cinematismo C1 caratterizzato dal più basso valore dell'indice di sicurezza.



4.5.3. Scelta degli interventi

A seguito delle analisi sismiche condotte secondo le prescrizioni del DM del 14/01/2008, si è constatato che la crisi della struttura è determinata dal meccanismo di ribaltamento fuori dal piano della parete Nord del fabbricato, per la quale l'accelerazione di attivazione del meccanismo è di $0,049 \text{ m/s}^2$ a fronte di un'accelerazione richiesta dal sisma di $1,21 \text{ m/s}^2$, con un fattore di sicurezza di 0,041.

Allo scopo di poter effettuare un confronto diretto tra i risultati, si è deciso di prevedere esattamente gli stessi interventi già previsti nelle analisi eseguite nel rispetto dell'Ordinanza, vale a dire:

- Predisposizione di 15 catene metalliche di diametro 32 mm per contrastare il ribaltamento della parete Nord del fabbricato, distribuite sui tre livelli con un pretensionamento variabile tra 60 e 70 MPa;
- Sostituzione delle catene all'imposta delle volte nel portico;
- Sostituzione delle catene presenti negli ambienti ammezzati e del primo piano;
- Sostituzione del solaio di copertura con uno in legno;
- Cordoli in cemento armato alla quota del solaio di copertura.

4.5.4. Analisi dell'edificio post-intervento

Per effettuare la valutazione della sicurezza sismica globale dell'edificio è stato realizzato un modello (SP_{DM2008}) che tiene conto degli interventi precedentemente illustrati. Per tale modello, realizzato con il codice di calcolo TREMURI, sono state effettuate le 24 analisi sismiche che tengono conto di tutte le combinazioni previste dal DM 14/01/2008.

La sicurezza sismica è stata valutata effettuando un confronto tra l'accelerazione che porta la struttura a raggiungere gli Stati Limite previsti dal DM 14/01/2008 e l'accelerazione attesa per il sito. Il rapporto tra queste due accelerazioni coincide con l'indice di sicurezza sismica I_{ss} definito dalle Linee Guida.

I risultati delle analisi globali svolte sono riportati nella Tabella 4.17, mentre nella Tabella 4.18 sono riepilogati i risultati delle analisi condotte relativamente ai meccanismi locali.

Modello	Accelerazioni di collasso alla base dell'edificio		Accelerazioni richieste dal sisma alla base dell'edificio		$I_{SS\ SLDs}$ [-]	$I_{SS\ SLDL}$ [-]
	a SLDs [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]	a SLDs [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]		
SP _{DM2008}	2,903	3,033	2,900	1,270	1,001	2,388

Tabella 4.17 - Risultati delle analisi a seguito degli interventi

Cinematismo	Accelerazione di attivazione del mecc. a^*_0 [m/s ²]	Accelerazione richiesta dal sisma. [m/s ²]	$I_{SS\ Locali}$
C1	4,757	1,210	3,933
C2	4,921	0,916	5,376
C3	4,334	1,581	2,740

Tabella 4.18 - Risultati delle verifiche per meccanismi locali post-intervento

Dall'analisi dei risultati ottenuti emerge che le verifiche dei meccanismi locali sono ampiamente soddisfatte per tutti gli stati limite considerati, e, contestualmente, si è raggiunto la condizione di adeguamento rispetto all'analisi globale dell'edificio.

In altre parole l'accelerazione sismica di crisi, che allo stato di fatto era di 0,049m/s² a causa dell'innescarsi del cinematismo 1 (ribaltamento dell'intera parete Nord del Monastero), si è accresciuta fino a raggiungere il valore di 2,903 m/s² che è superiore al valore dell'accelerazione attesa in sito.



4.6. Analisi sismiche secondo il D.M. 14/01/2008 con le indicazioni delle Linee Guida dei Beni Culturali

Le Linee Guida, come già ampiamente detto nel Capitolo 1, introducono novità rilevanti ai fini della valutazione e riduzione del rischio sismico di edifici tutelati.

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi effettuate secondo il DM del 14/01/2008 applicando le indicazioni fornite dalle Linee Guida.

Rispetto alle analisi effettuate con le sole indicazioni del DM del 14/01/2008, le differenze sostanziali riguardano i seguenti aspetti:

- Il calcolo dell'azione sismica;
- Il calcolo del Fattore di Confidenza.

Nel calcolo dell'azione sismica, le Linee Guida tengono conto della “Categoria d'uso” e della “Categoria di rilevanza” del fabbricato per cui, per ogni Stato Limite, definisce una probabilità di eccedenza dell'azione sismica nel periodo di riferimento che è di 50 anni.

Nel caso in esame, per il Monastero di San Michele Arcangelo, si sceglie una categoria d'uso frequente ed una categoria di rilevanza media.

Le Linee Guida, per queste condizioni, prevedono, per lo Stato Limite Ultimo una probabilità di eccedenza del 17% e per lo Stato Limite di Danno una probabilità di superamento del 65%. I valori delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento ci consentono di calcolare direttamente il periodo di ritorno T_R del sisma tramite la seguente formula contenuta nel DM del 14/01/2008:

$$T_R = -\frac{V_N}{\ln(1 - P_{VR})} \quad [4.18]$$

Dalle tabelle riportate in appendice al DM del 14/01/2008 si ricavano i valori dei parametri sismici che definiscono lo spettro di risposta elastico.

Per quanto riguarda il calcolo del fattore di confidenza della struttura, in base alle indagini effettuate sul manufatto, il valore per esso raggiunto è di 1,11 come mostrato in Tabella 4.19:

Capitolo 4

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni
$F_{C1}=0,05$	$F_{C2}=0$	$F_{C2}=0$	$F_{C4}=0,06$

Tabella 4.19 - Fattori di confidenza parziali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali (Tabella 4.20 e Tabella 4.21) sono state ricavate dalla Tabelle 1.8.

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
171,2	3,2	1080,0	360,0	13

Tabella 4.20 - Parametri meccanici della muratura di tufo

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
288,3	6,8	1500,0	500,0	18

Tabella 4.21 - Parametri meccanici della muratura di mattoni

Le verifiche sono state effettuate nei confronti di due Stati Limite che sono:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali. Tale Stato Limite coincide con lo Stato Limite di Danno Severo previsto dall'Ordinanza.



- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Tale Stato Limite coincide con lo Stato Limite di Danno Limitato previsto dall'Ordinanza

4.6.1. Analisi globale dello stato di fatto

Il modello meccanico ($SF_{DM2008+LG}$) sul quale sono state effettuate le analisi sismiche dello stato di fatto dell'edificio, secondo il DM 14/01/2008 usando le indicazioni fornite dalle Linee Guida, è formalmente identico a quello utilizzato per le analisi secondo l'Ordinanza.

Sono state effettuate 24 diverse analisi che tengono conto di tutte le combinazioni di carico possibili previste dal DM del 14/01/2008 e le relative verifiche di sicurezza.

La sicurezza sismica è stata valutata effettuando un confronto tra l'accelerazione che porta la struttura a raggiungere gli Stati Limite previsti dal DM 14/01/2008 e l'accelerazione attesa per il sito. Il rapporto tra queste due accelerazioni coincide con l'indice di sicurezza sismica I_{ss} definito dalle Linee Guida.

I risultati di queste elaborazioni sono riportati nella Tabella 4.22.

Modello	Accelerazioni di collasso alla base dell'edificio		Accelerazioni richieste dal sisma alla base dell'edificio		$I_{ss\ SLDs}$ [-]	$I_{ss\ SLDL}$ [-]
	a SLDs [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]	a SLDs [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]		
SF _{DM2008+LG}	3,333	3,792	2,69	1,426	1,239	2,66

Tabella 4.22 - Risultati delle analisi a seguito degli interventi

4.6.2. Analisi dei meccanismi locali allo stato di fatto

Per quanto riguarda le verifiche sismiche nei confronti dei meccanismi di collasso locale, le Linee Guida non propongono variazioni rispetto alle indicazioni fornite dal DM 14/01/2008. Nel caso in esame, l'unica differenza rispetto alla verifica effettuata col DM 14/01/2008, è il valore del fattore di confidenza della struttura che, calcolato secondo le indicazioni delle Linee Guida, è pari a 1,11. Dunque, le procedure di verifica sono le stesse di quelle mostrate nel paragrafo 4.5.1.

Nella Tabella 4.23 si riportano i risultati delle analisi effettuate.

Cinematismo	Accelerazione di attivazione del mecc. a^*_0 [m/s ²]	Accelerazione richiesta dal sisma. [m/s ²]	I_{ss}^{Locali}
C1	0,053	1,210	0,044
C2	0,418	0,916	0,456
C3	0,520	1,581	0,329

Tabella 4.23 - Risultati delle verifiche SLDS

Dai risultati riportati in Tabella 4.23 si nota che per nessuno dei meccanismi è soddisfatta la verifica allo Stato Limite di Danno Severo.

Dei tre meccanismi analizzati, quello che determina la crisi della parete è il cinematismo C1 caratterizzato dal più basso valore dell'indice di sicurezza.

4.6.3. Scelta degli interventi

La crisi della struttura è determinata dal meccanismo locale di collasso della parete Nord del fabbricato, per la quale l'accelerazione di attivazione del meccanismo è di 0,053 m/s² a fronte di un'accelerazione richiesta dal sisma di 1,21 m/s², con un indice di sicurezza sismica di 0,044.

Ancora allo scopo di poter effettuare un confronto diretto tra i risultati, si è deciso di prevedere esattamente gli stessi interventi già previsti nelle analisi eseguite nel rispetto dell'Ordinanza ed al DM 14/01/2008, vale a dire:

- Predisposizione di 15 catene metalliche di diametro 32 mm per contrastare il ribaltamento della parete Nord del fabbricato,



distribuite sui tre livelli con un pretensionamento variabile tra 60 e 70 MPa;

- Sostituzione delle catene all'imposta delle volte nel portico;
- Sostituzione delle catene presenti negli ambienti ammezzati e del primo piano;
- Sostituzione del solaio di copertura con uno in legno;
- Cordoli in cemento armato alla quota del solaio di copertura.

4.6.4. Analisi dell'edificio post-intervento

Per effettuare la valutazione della sicurezza sismica globale dell'edificio è stato realizzato un modello ($SP_{DM2008+LG}$) che tiene conto degli interventi precedentemente illustrati. Per tale modello, realizzato con il codice di calcolo TREMURI, sono state effettuate le 24 analisi sismiche che tengono conto di tutte le combinazioni previste dal DM 14/01/2008.

La sicurezza sismica è stata valutata effettuando un confronto tra l'accelerazione che porta la struttura a raggiungere gli Stati Limite previsti dal DM 14/01/2008 e l'accelerazione attesa per il sito. Il rapporto tra queste due accelerazioni coincide con l'indice di sicurezza sismica I_{ss} definito dalle Linee Guida.

I risultati delle analisi globali svolte sono riportati nella Tabella 4.21, mentre nella Tabella 4.22 sono riepilogati i risultati delle analisi condotte relativamente ai meccanismi locali.

Modello	Accelerazioni di collasso alla base dell'edificio		Accelerazioni richieste dal sisma alla base dell'edificio		$I_{ss\ SLDS}$ [-]	$I_{ss\ SLDL}$ [-]
	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]	a SLDS [m/s ²]	a SLDL [m/s ²]		
$SP_{DM2008+LG}$	3,585	4,10	2,69	1,426	1,332	2,876

Tabella 4.21 - Risultati delle analisi a seguito degli interventi

Cinematismo	Accelerazione di attivazione del mecc. a^*_0 [m/s ²]	Accelerazione richiesta dal sisma. [m/s ²]	I_{ss}^{Locali}
C1	5,143	1,210	4,252
C2	5,321	0,916	5,811
C3	4,685	1,581	2,963

Tabella 4.22 - Risultati delle verifiche per meccanismi locali post-intervento

Dall'analisi dei risultati ottenuti emerge che gli interventi previsti per l'impedimento dei meccanismi di crisi locale (inserimento di catene), ha determinato un notevole incremento dell'indice di sicurezza sismico relativo a questo tipo di crisi. Nello stato di progetto, quindi, la crisi è determinata non più dall'attivazione di un meccanismo locale, ma da una crisi globale della struttura, la quale comunque si verifica per un valore dell'accelerazione sismica di 3,585m/s² a fronte di una accelerazione sismica prevista in sito di 2,90 m/s² ($I_{ss}=1,236$).

4.7. Confronto dei risultati

Nelle Tabelle 4.23 e 4.24 sono riepilogati i risultati delle analisi condotte nell'ambito del presente studio.

Norma di riferimento	Analisi Globale		Meccanismo Locale C1		Meccanismo Locale C2		Meccanismo Locale C3		Meccanismo dominante
	D.	A.A.	D.	A.A.	D.	A.A.	D.	A.A.	
OPCM	3,675	1,425	2,64	0,398	3,10	0,648	3,42	0,703	M.L.1
DM2008	2,900	2,672	1,21	0,049	0,92	0,293	1,58	0,481	M.L.1
DM2008+LG	2,69	3,333	1,21	0,053	0,92	0,418	1,58	0,52	M.L.1

Tabella 4.23 – Confronti tra i risultati delle analisi dello stato di fatto

Norma di riferimento	Analisi Globale		Meccanismo Locale C1		Meccanismo Locale C2		Meccanismo Locale C3		Meccanismo dominante
	D.	A.A.	D.	A.A.	D.	A.A.	D.	A.A.	
OPCM	3,675	1,611	2,64	3,976	3,10	4,173	3,42	3,625	An. Globale
DM2008	2,900	2,903	1,21	4,757	0,92	4,921	1,58	4,334	Verificato
DM2008+LG	2,69	3,585	1,21	5,143	0,92	5,321	1,58	4,685	Verificato

Tabella 4.24 - Confronti tra i risultati delle analisi dello stato post-intervento



I confronti sono stati fatti, per lo stato di fatto e per lo stato post intervento, sulla base delle accelerazioni sismiche; in particolare nelle Tabelle 4.23 e 4.24 sono riportate, con riferimento a ciascuna normativa, le accelerazioni di attivazione dei meccanismi (A.A.) e le accelerazioni richieste dal sisma (D.) riferite alla verifica globale ed alle verifiche dei meccanismi locali, tutte espresse in m/s^2 .

Dall'analisi dei dati riportati nelle due tabelle, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- La crisi dell'edificio è dominata, allo stato di fatto, dal meccanismo locale di ribaltamento fuori dal piano dell'intera parete Nord del Monastero (cinematismo C1), il quale viene attivato per valori molto bassi dell'accelerazione sismica;
- Allo stato di progetto, l'insieme degli interventi previsti hanno garantito di raggiungere livelli soddisfacenti dell'indice di sicurezza sismica sempre maggiori dell'unità e variabili tra 1,1 e 5,8;
- Confrontando tra loro le accelerazioni di attivazione allo stato di progetto, si vede che il valore più basso di accelerazione di attivazione è, qualunque sia la normativa considerata, quello relativo all'analisi globale dell'edificio; in particolare tale accelerazione risulta inferiore a quelle attese in sito quando si fa riferimento all'Ordinanza, mentre negli altri casi risulta superiore; ne deriva che il comportamento sismico della struttura è dominato dalla crisi globale nel primo caso, mentre è da ritenersi soddisfacenti negli altri due casi;
- E' interessante vedere come la accelerazione attesa in sito si riduca passando dall'Ordinanza al DM 14/01/2008 eventualmente arricchito delle indicazioni delle Linee Guida. Nel passaggio dall'Ordinanza al DM 14/01/2008 gioca un ruolo fondamentale la classificazione sismica del territorio nazionale, che, molto rigida nell'ambito dell'Ordinanza, è molto più adattata alla reale pericolosità sismica nel caso del DM 14/01/2008. Passando dal DM 14/01/2008 al DM 14/01/2008 arricchito con le indicazioni delle Linee Guida, si ha un'ulteriore leggera riduzione dell'accelerazione attesa in sito la quale è da imputare, alla scelta

diversa dei fattori di importanza, i quali richiedono che siano considerate, nei due casi, accelerazioni con diverse probabilità di superamento (più bassa nel primo caso e più alta nel secondo).



Capitolo 5

Il confinamento delle colonne murarie

5.1. Legge costitutiva della muratura non confinata

Nonostante negli ultimi anni diversi studiosi abbiano tentato di definire le leggi costitutive del materiale muratura sottoposto a differenti stati di sollecitazione, ai fini applicativi risulta interessante solamente la trattazione del comportamento conseguente alla sollecitazione di compressione monoassiale.

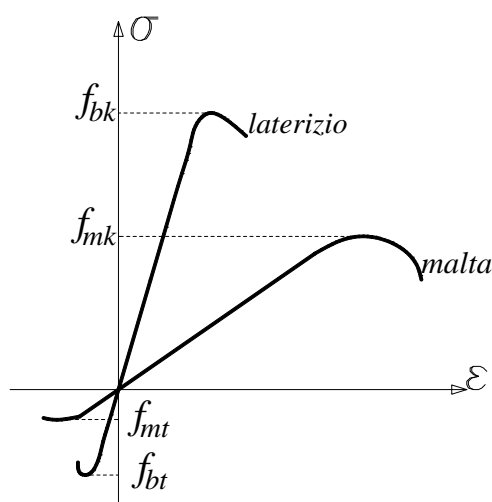


Figura 5.1 - Prova mono-assiale laterizio e malta (Augenti, 2004)

Esaminando il tipico comportamento qualitativo di una malta e di un laterizio sottoposti a prova mono-assiale (Figura 5.1), si nota come entrambi i materiali presentano resistenza più elevata a compressione che a trazione. Il laterizio esibisce un legame σ - ε in compressione pressoché lineare, con rottura quasi fragile; la malta, invece, presenta un comportamento non lineare, caratterizzato da un modulo elastico inferiore a quello del laterizio e da una rottura di tipo duttile.

Il materiale muratura, realizzato mediante l'assemblaggio dei due componenti, presenta un legame costitutivo intermedio caratterizzato da una legge non lineare e da resistenze a compressione intermedie rispetto a quelle dei suoi singoli componenti. In genere, essa è caratterizzata da un comportamento non isotropo e non lineare anche per valori ridotti delle deformazioni.

Il legame tensione-deformazione può variare in modo più che significativo da muratura a muratura in funzione della composizione della stessa, ovvero della modalità di posa in opera, degli elementi resistenti (artificiali o naturali) e della tipologia di malta di allettamento. In linea di massima il tipico legame costitutivo di una muratura presenta pressappoco l'andamento rappresentato in Figura 5.2, nella quale si è indicato con f_m e ϵ_m rispettivamente la tensione e la deformazione (di compressione) della muratura, con f_{m0} e ϵ_{m0} i rispettivi valori di picco e con ϵ_{mu} il valore di deformazione ultima. Da tale diagramma si evince che la muratura, se sottoposta a prove di carico monoassiali di compressione, presenta le seguenti caratteristiche:

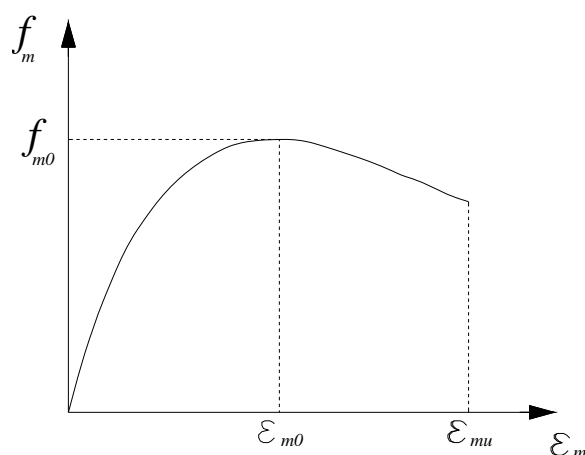


Figura 5.2 - Legame tensione-deformazione tipico della muratura non confinata

- un andamento sostanzialmente lineare per bassi valori dello sforzo;
- un andamento non lineare crescente fino ad un valore di picco della tensione di compressione, f_{m0} a cui corrisponde un valore della deformazione rispettivamente pari a ϵ_{m0} ;



- un ramo di softening caratterizzato da un andamento non lineare decrescente fino al raggiungimento della rottura, rappresentata dalla deformazione ultima ε_{mu} e da un valore della tensione di gran lunga inferiore a quella di picco. Quest'ultimo ramo risulta essere più o meno pendente in funzione della muratura.

I tre punti sopra citati possono così essere interpretati: arrivati alla tensione di picco non si ha la rottura del provino (che non avviene in maniera istantanea), ma si innesca un processo fessurativo (da qui il ramo decrescente) che, evolvendosi sempre più, porta alla rottura del provino.

5.1.1. Resistenza caratteristica a compressione della muratura non confinata

Sono numerosissime le formulazioni proposte per la valutazione della resistenza caratteristica a compressione di una muratura non confinata. In particolare si riportano, in questo paragrafo, quelle del D.M. 14/01/08 (NTC-2008) e quella presentata dal Prof. Tassios (Tassios, 1987).

Secondo il D.M. 14/01/2008, in sede di progetto, il valore della resistenza caratteristica a compressione di una muratura caratterizzata da giunti verticali ed orizzontali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta. Esistono infatti due tabelle, una per le murature di elementi artificiali (Tabella 5.1) ed una per le murature di elementi naturali (Tabella 5.2), le quali, note le resistenze dei materiali componenti la muratura, forniscono il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura.

La formulazione proposta da Tassios (1987) per la valutazione della resistenza a compressione della muratura è la seguente:

$$f_{mdo} = \begin{cases} \left(1 - 0,8 \cdot \sqrt[3]{\lambda}\right) \cdot f_{bk} & f_{bk} < f_{mk} \\ \left(1 - 0,8 \cdot \sqrt[3]{\lambda}\right) \cdot f_{mk} & f_{bk} > f_{mk} \end{cases} \quad [5.1]$$

nella quale:

- λ è il rapporto tra lo spessore del giunto e quello del blocco;

- f_{bk} è la resistenza a compressione del blocco;
- f_{mk} è la resistenza a compressione della malta.

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento [N/mm ²]	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Tabella 5.1 - Valori di f_{mdo} per murature in elementi artificiali pieni e semipieni

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento [N/mm ²]	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

Tabella 5.2 - Valori di f_{mdo} per murature in elementi naturali



5.1.2. Legame costitutivo della muratura non confinata: stato dell'arte

Numerosi sono gli studiosi che hanno cercato di definire le leggi costitutive della muratura. La difficoltà sempre ravvisata consiste nel fatto che tali elaborazioni sono quasi sempre condizionate dalla specificità delle murature testate e dalle modalità di prove adottate per cui le leggi costitutive proposte sono spesso notevolmente differenti le une dalle altre.

Di seguito si riportano alcune delle più significative leggi costitutive disponibili in bibliografia, ottenute interpretando analiticamente i risultati di prove monotone eseguite su murature di pietre artificiali:

Relazione proposta da Turnesek-Cacovic nel 1970:

$$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 6,4 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right) - 5,4 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^{1,17} \quad [5.2]$$

che definisce un ramo di parabola con :

- f_{mo} resistenza a compressione di picco;
- ε_{mo} deformazione assiale di picco.

Relazione proposta da Arya-Hegemier nel 1978:

$$\frac{\sigma}{f_{mo}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mo} \quad [5.3]$$

$$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{mo}}{\varepsilon_{mu} - \varepsilon_{mo}} \right)^2 \quad \text{per } \varepsilon_{mo} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu} \quad [5.4]$$

che definisce una curva composta da un primo tratto lineare sino al punto di coordinate $(\varepsilon_{mo}, f_{mo})$ e da un ramo di parabola che attinge il massimo nel punto definito in precedenza e interseca l'asse delle ascisse nel punto di coordinate $(\varepsilon_{mu}, 0)$, avendo assunto duttilità $\mu = 1,5$.

Relazione proposta nel 1982 da Sawko sulla base delle prove svolte nel 1976 da Powell-Hodgkinson:

$$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^2 \quad [5.5]$$

che rappresenta una parabola simmetrica rispetto alla retta $\varepsilon = \varepsilon_{mo}$

Relazione proposta dall' Associazione Nazionale degli Industriali di Laterizi (ANDIL):

$$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 3,4142 \cdot \left[1 - \left(1 + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^{-0,5} \right] \quad [5.6]$$

Relazione proposta dall'Eurocodice 6:

$$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^2 \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mo} \quad [5.7]$$

$$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 1 \quad \text{per } \varepsilon_{mo} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu} \quad [5.8]$$

con $\varepsilon_{mo}=0,002$ ed $\varepsilon_{mu}= 0,0035$; il legame costitutivo si presenta elastico-perfettamente plastico costituito da un ramo di parabola e da un segmento orizzontale (identico a quello del calcestruzzo), la tensione di progetto è pari a $f_{mdo} = f_{mo} / 3$.

In Figura 5.3 sono state rappresentate graficamente le proposte di leggi costitutive sopra citate.

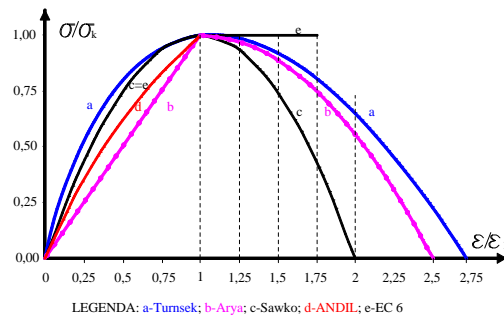


Figura 5.3 - Diagramma costitutivo adimensionalizzato



5.2. Il confinamento delle colonne murarie

Il confinamento di elementi strutturali prevalentemente compressi ha lo scopo di incrementare la capacità ultima e la duttilità dello stesso, nonché di migliorare la risposta strutturale in condizioni di esercizio; esso influenza il legame costitutivo della muratura come mostrato in Figura 5.4 nella quale f_m rappresenta la tensione della muratura, f_{mcd} il valore ultimo della tensione della muratura confinata, f_{md0} la tensione di picco della muratura non confinata, ε_m la deformazione della muratura, ε_{mcd} il valore ultimo della deformazione della muratura confinata e ε_{m0} la deformazione di picco della muratura non confinata.

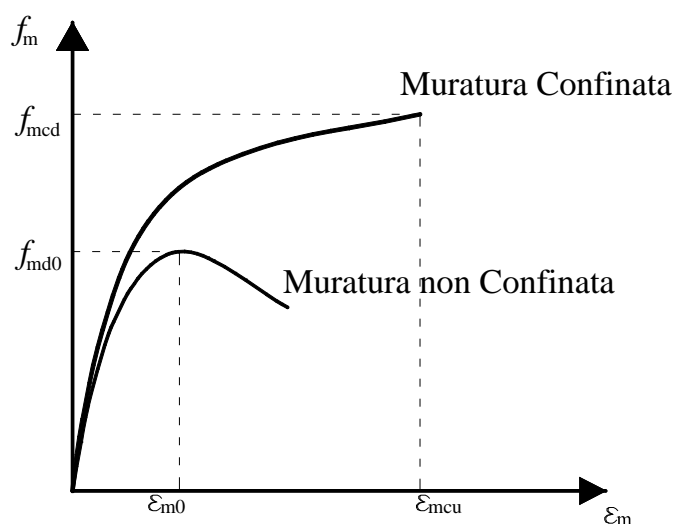


Figura 5.4 - Legame tensione-deformazione

L'effetto del confinamento è generato dall'azione di contrasto che l'elemento confinante oppone alla dilatazione trasversale dell'elemento compresso. Tale azione si traduce in un incremento di resistenza a compressione e della duttilità dell'elemento confinato.

Esistono varie tecniche di confinamento di elementi in muratura che presentano caratteristiche diverse in termini di efficacia, durabilità, costi, difficoltà esecutive e manutenzione; le principali sono:

- incamiciatura in calcestruzzo: basata sul ringrosso della sezione trasversale mediante l'aggiunta di nuove parti di calcestruzzo, talvolta anche armato con barre longitudinali e trasversali (il collegamento tra la superficie nuova e quella esistente è affidato all'aderenza) o reti elettrosaldate. In questa tipologia di confinamento rientrano anche gli intonaci fibrorinforzati o con la presenza di reti al loro interno;
- incamiciatura metallica: tale tecnica rientra nelle tipologie di confinamento attivo e prevede l'utilizzo di 4 profili angolari che possono essere collegati con piastre trasversali saldate (dette calastrelli), i quali dopo la saldatura si raffreddano tendendo a restringersi generando così un'azione di confinamento nella sezione. Tale tecnica di rinforzo si è mostrata molto efficace nel garantire un buon incremento sia di resistenza assiale che di duttilità ed inoltre una maggiore resistenza a taglio, ma presenta anche alcuni svantaggi quali ad esempio l'elevato peso dei materiali utilizzati ed il rischio di corrosione degli stessi;
- confinamento con profili laminati a freddo: prevede l'utilizzo di catene o profili sottili sagomati per presso-piegatura i quali possono essere o bullonati o sagomati (caso di confinamento passivo o attivo).

Negli ultimi anni si è diffusa la tecnica di confinamento passivo basata sull'impiego di compositi nella forma di tessuto (uniassiali, biassiali, quadriassiali) o rete. Questa tipologia di rinforzo si basa sull'applicazione di una fasciatura esterna in tessuto di FRP con le fibre disposte in direzione ortogonale all'asse dell'elemento. La fasciatura dell'elemento può essere realizzata a tutt'altezza determinando il completo ricoprimento dell'elemento oppure attraverso una fasciatura discontinua a strisce disposte secondo un proprio interasse; in quest'ultimo caso bisogna tenere in considerazione la riduzione di efficacia dovuta alla formazione di aree che non risentono dell'effetto del confinamento.

L'impiego di tali materiali in sostituzione all'acciaio o all'incamiciatura in calcestruzzo armato, offre una serie di vantaggi dovuti alle proprietà intrinseche dei materiali stessi quali:

- durabilità: legata sia alla qualità dei materiali impiegati che agli accorgimenti rivolti ad una loro congrua protezione;
- limitata invasività: l'intervento deve cercare di non stravolgere la forma o il comportamento strutturale;
- verificabilità e manutenibilità: è importante avere un accesso agevole alle opere di rinforzo al fine di controllarne periodicamente il corretto funzionamento e di eseguirne la manutenzione;
- reversibilità: nel limite del possibile deve essere garantita la possibilità di una rimozione e/o sostituzione degli interventi che non danneggi la struttura.

Il confinamento di colonne murarie con FRP, si rende necessario quando occorre incrementare la resistenza a compressione di tali elementi e/o la loro duttilità. Dai molteplici programmi sperimentali, sviluppati da diversi studiosi per stimare vantaggi e miglioramenti di tale sistema di confinamento, si evince che l'FRP costituisce una valida alternativa alle tradizionali tecniche di confinamento.

Da tali ricerche è emerso che l'incremento della resistenza a compressione e della corrispondente deformazione ultima della muratura confinata con FRP dipendono dalla pressione di confinamento applicata. Quest'ultima risulta funzione della rigidità del sistema e della forma della sezione trasversale (Figura 5.5).

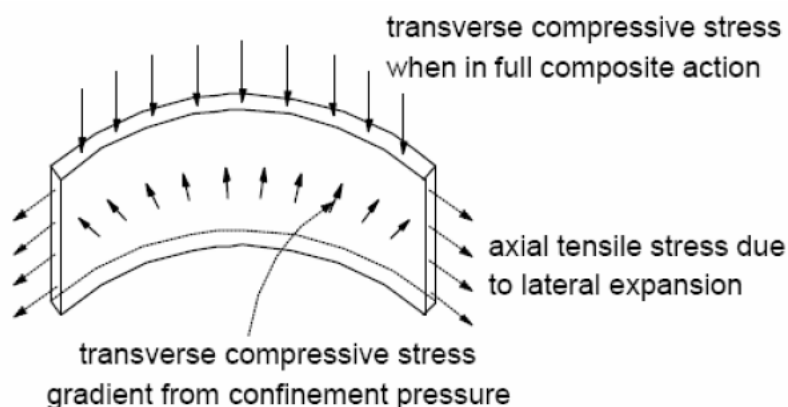


Figura 5.5 - Stato triassiale di tensione

L'azione di confinamento del rinforzo in FRP sul provino di muratura è del tipo "passivo", cioè entra in azione come conseguenza dell'espansione laterale di quest'ultimo; in particolare all'aumentare dello sforzo assiale indotto dal carico, si incrementa la corrispondente deformazione laterale e il sistema di confinamento si oppone a tale "spanciamento" conferendo alla muratura un benefico stato di compressione triassiale.

Il confinamento con FRP si attua mediante l'applicazione di nastri di fibra di carbonio (o vetro, o aramide) applicati ortogonalmente all'asse del pilastro attraverso resine epossidiche bicomponenti; la fasciatura può essere a tutt'altezza o realizzata con strisce discrete.

Il collasso dell'elemento confinato si raggiunge per rottura delle fibre. Tuttavia, a partire da un certo valore della deformazione assiale, l'elemento è assimilabile ad un recipiente dalle pareti molto esili riempito di materiale incoerente. Da questo momento in poi, esso perde di fatto la propria funzionalità potendo assorbire solo modeste ed insignificanti sollecitazioni trasversali.

5.3. L'approccio del CNR DT-200/2004 al confinamento con FRP

Le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati" (CNR DT200-2004) rappresentano il primo documento italiano che abbia affrontato in maniera sistematica il tema dei rinforzi strutturali mediante l'impiego di FRP.

Esso dedica un'intera sezione allo studio del confinamento di elementi murari che può essere praticato sia per la riparazione di elementi danneggiati o deteriorati, sia per il rinforzo di elementi integri in vista di un adeguamento statico o sismico della struttura cui appartengono, e propone delle formule di progetto per la valutazione degli effetti benefici di questa tecnica di rinforzo.

Secondo il modello riportato nel CNR-DT 200/2004, la verifica di elementi strutturali confinati può essere condotta valutando l'azione esercitata dalla fasciatura in funzione della geometria e della tipologia di FRP utilizzato e consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente disequazione:

$$N_{Sd} \leq N_{Rmc,d} \quad [5.9]$$



nella quale:

- N_{sd} è il valore di progetto dell'azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente);
- $N_{Rmc,d}$ è la resistenza assiale di progetto della colonna confinata che può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$N_{Rmc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_m \cdot f_{mcd} \geq A_m \cdot f_{md} \quad [5.10]$$

dove il coefficiente parziale di resistenza γ_{Rd} deve essere posto pari a 1,10, mentre A_m e f_{mcd} rappresentano rispettivamente l'area della sezione trasversale dell'elemento confinato e il valore di progetto della resistenza a compressione dell'elemento confinato, mentre f_{md} rappresenta la resistenza a compressione della muratura non confinata.

La formula proposta dalle Linee Guida CNR DT-200/2004 per il calcolo resistenza di progetto, f_{mcd} , di un elemento confinato soggetto ad un valore f_l della pressione di confinamento, è la seguente

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{l,eff} = f_{md} \cdot \left(1 + k' \cdot \frac{f_{l,eff}}{f_{md}} \right) \quad [5.11]$$

nella quale $f_{l,eff}$, detta “pressione efficace di confinamento”, è la quota parte della pressione di confinamento f_l che realmente collabora al confinamento dell'elemento, mentre k' è un coefficiente (adimensionale) di incremento della resistenza.

Riguardo al coefficiente k' , le Linee Guida CNR DT-200/2004 dispongono che questo possa essere stabilito sulla base di risultati sperimentali relativi a provini di muratura di caratteristiche analoghe a quelle considerate nell'intervento di confinamento e consigliano, in mancanza di opportuni risultati sperimentali, di calcolarlo tramite la seguente relazione:

$$k' = \frac{g_m}{1000} \quad [5.12]$$

nella quale g_m rappresenta la densità di massa della muratura espressa in kg/m^3 .

Per quanto riguarda, invece, la pressione efficace di confinamento, $f_{l,eff}$, tale grandezza è funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento. Indicato con V_m il volume dell'elemento murario e con $V_{c,eff}$ il volume della porzione efficacemente confinata, si introduce il seguente coefficiente di efficienza:

$$k_{eff} = \frac{V_{c,eff}}{V_m} \quad [5.13]$$

in funzione del quale può essere definita la pressione efficace di confinamento. Il coefficiente di efficienza, k_{eff} , può essere anche espresso come prodotto di un coefficiente di efficienza orizzontale, k_H (dipendente dalla forma della sezione), per uno di efficienza verticale, k_V (dipendente dalla modalità di applicazione del confinamento lungo l'asse longitudinale dell'elemento) ottenendo così la relazione:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l = k_H \cdot k_V \cdot f_l \quad [5.14]$$

Al fine di limitare deformazioni assiali e danneggiamenti in condizioni d'esercizio, è opportuno contenere l'incremento di resistenza dell'elemento confinato entro valori non superiori al 50% della resistenza f_{md} del materiale non confinato.

Nel caso di elemento in muratura a sezione circolare e fasciatura a tutt'altezza, la pressione laterale f_l può essere ottenuta dal seguente equilibrio di forze (Figura 5.6):

$$f_l = \frac{2f_{FRP}n_t}{D} \quad [5.15]$$

dove:

- f_l è la pressione laterale di confinamento;



- f_{FRP} è la tensione dell'FRP;
- n_t è lo spessore totale dell'FRP;
- D è il diametro dell'elemento.

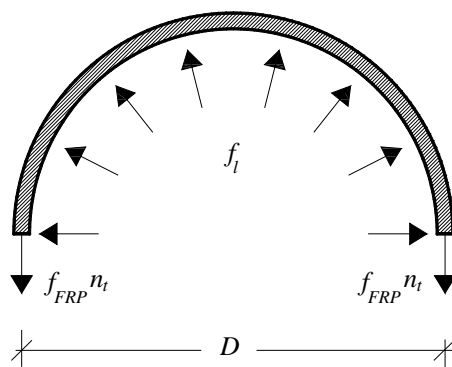


Figura 5.6 - Azione confinante dell'FRP su di una sezione circolare

Un parametro importante è la percentuale geometrica di rinforzo:

$$\rho_{FRP} = \frac{\pi D n_t}{\pi D^2 / 4} = \frac{4 n_t}{D} \quad [5.16]$$

definita come la quantità di materiale disposta sulla superficie laterale rispetto al volume intero dell'elemento murario.

Sostituendo l'espressione [5.16] nella [5.15] si perviene alla seguente espressione per la pressione laterale di confinamento:

$$f_l = \frac{f_{FRP} \rho_{FRP}}{2} \quad [5.17]$$

In tale espressione f_{FRP} può essere calcolato attraverso la seguente espressione:

$$f_{FRP} = E_f \varepsilon_{f,rid} \quad [5.18]$$

nella quale:

$$\varepsilon_{f,rid} = \frac{\eta_a \cdot \varepsilon_{f,k}}{\gamma_f} \quad [5.19]$$

dove:

- η_a è il fattore di conversione ambientale;
- ε_{fk} è la deformazione ultima caratteristica dell'FRP;
- γ_f è il coefficiente di sicurezza del materiale FRP.

In questo caso il coefficiente di efficienza, k_{eff} è unitario, in quanto la geometria della sezione (è circolare) e del rinforzo (è a tutt'altezza) è tale da garantire che l'intero volume dell'elemento sia efficacemente confinato.

Nel caso in cui la sezione non sia circolare o la fasciatura sia discontinua è possibile utilizzare il medesimo approccio, introducendo, però, i coefficienti k_p e k_H .

Il coefficiente k_p tiene conto della perdita di efficacia del confinamento nel caso di fasciatura discontinua (Figura 5.7) ed è calcolato attraverso la seguente espressione:

$$k_p = \left(1 - \frac{p_f'}{2 \min(b, d)} \right)^2 \quad [5.20]$$

nella quale:

- p_f' è la distanza netta tra le strisce;
- $\min(b, d)$ è il valore minimo tra le due dimensioni della sezione dell'elemento, ovvero è pari al diametro nel caso di sezione circolare.

Il coefficiente k_H tiene conto della disomogeneità dell'effetto confinante, che si verifica nelle sezioni non circolari a causa della concentrazione delle tensioni negli angoli della sezione. Con riferimento ad una sezione rettangolare (Figura 5.8) si può ritenere che l'area di muratura effettivamente confinata sia solo una parte di quella complessiva.



L'effetto confinante, in particolare, si riduce notevolmente all'aumentare del rapporto di allungamento tra i lati ed al diminuire dell'angolo di arrotondamento degli spigoli (Figura 5.9).

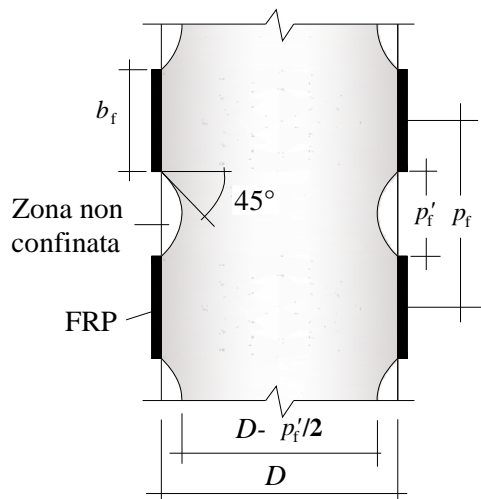


Figura 5.7 - Sezione circolare confinata in maniera discontinua

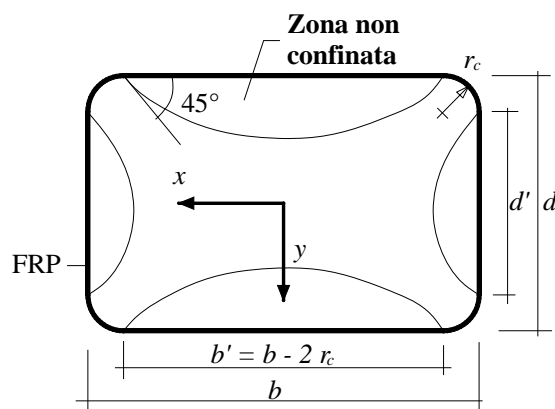


Figura 5.8 - Confinamento di sezioni rettangolari

Il coefficiente k_H può essere calcolato analiticamente mediante la seguente relazione:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3 \cdot A_m} \quad [5.21]$$

dove b' e d' sono le dimensioni indicate in Figura 5.8, mentre A_m rappresenta l'area della sezione trasversale dell'elemento confinato.

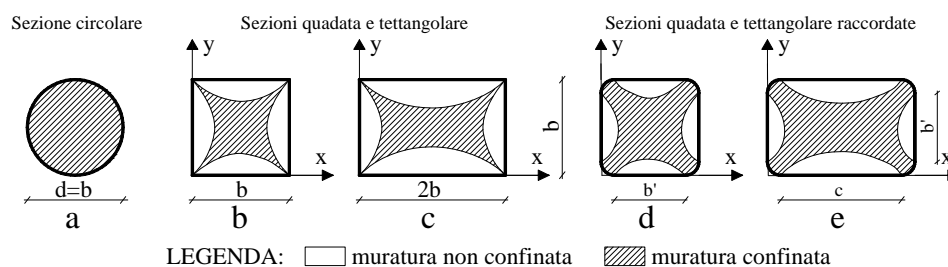


Figura 5.9 – Efficacia del confinamento al variare della sezione e dell'angolo di arrotondamento degli spigoli

5.4. Colonne murarie confinate con FRP: stato dell'arte

Innumerevoli programmi sperimentali, sviluppati da diversi ricercatori, hanno permesso di stimare vantaggi e miglioramenti del confinamento di colonne con FRP. A dispetto del forte interesse della comunità scientifica verso il tema del confinamento, ad oggi si ritrovano ancora pochi studi relativi al comportamento di colonne in muratura confinate con FRP, mentre esiste una vasta bibliografia per quanto riguarda il confinamento di elementi in calcestruzzo armato.

In questo paragrafo vengono presentati e confrontati i risultati dei principali studi condotti negli ultimi anni sull'effetto confinante indotto dal sistema FRP su colonne in muratura non armata.



5.4.1. Faella et al.

La campagna sperimentale condotta ha previsto 54 prove di compressione centrata condotte su pilastrini di varia dimensione (in altezza e sezione), tessitura e natura dei blocchi. Al fine di poter controllare l'efficacia del confinamento e le differenze in termini di carico e deformazione ultima oltre che in termini di duttilità, i provini testati presentavano le seguenti variabili:

- tipologia di muratura (pietra leccese, tufo giallo, tufo grigio, laterizi pieni);
- raggio di curvatura degli angoli;
- dimensioni del provino (quadrati ma con lati di differente valori);
- tipo di fibra (GFRP e CFRP);

Alcuni dei provini menzionati sono stati provati senza alcun rinforzo per ottenere una indicazione della resistenza a compressione del materiale base. Va ancora detto che le diverse pietre (tufo giallo, tufo grigio, laterizio) sono state legate tra loro con malta tipo pozzolanico, identificabile secondo la vigente norma come di classe M4.

L'obiettivo principale della campagna sperimentale condotta è stato quello di verificare e valicare le formulazioni presenti nelle istituzioni CNR-DT200/2004 per la valutazione della resistenza f_{mcd} della muratura confinata con FRP. Dai risultati della campagna sperimentale si è evinto che la proposta del documento CNR-DT200/2004 risulta nella maggior parte dei casi cautelativa. In particolare appaiono sottostimati i valori di resistenza della muratura confinata che si ottengono tramite la relazione normativa nel caso di pilastrini in blocchi artificiali di laterizio e di pietra naturale.

In Tabella 5.3 si riportano le caratteristiche ed i risultati ottenuti sui 54 pilastrini. Ai provini sono stati assegnati dei codici per l'identificazione completa in termini di tipologia di muratura, caratteristiche dimensionali e di caratteristiche del rinforzo, raggio di curvatura. In dettaglio la prima lettera sta ad indicare il materiale costituente il pilastro (L per pietra leccese, T per tufo, B per laterizio), la successiva numerazione indica il campione dello stesso materiale in ordine progressivo; infine compare il tipo di rinforzo (UR per i non rinforzati, G_A e G_B indicano due tipologie di rinforzo in fibra di vetro e C il rinforzo in fibra di carbonio) ed il numero di strati di rinforzo (1 o 2 fogli).

Capitolo 5

Nomi provini	DIMENSIONI				Caratteristiche FRP					$f_{l,eff}$ / f_{md0}	$f_{med}/$ f_{md0}
	b	d	r _c	h	t _f	n	n*t _f	E _f	ε _{fk}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[GPa]	[-]		
L01UR	250	250	-	500	-	-	-	-	-	-	-
L02UR	250	250	-	500	-	-	-	-	-	-	-
L03UR	250	250	-	500	-	-	-	-	-	-	-
L04G1	250	250	10	500	0,48	1	0,48	81	0,030	0,308	1,803
L05G1	250	250	10	500	0,48	1	0,48	81	0,030	0,308	1,160
L06G1	250	250	20	500	0,48	1	0,48	81	0,030	0,374	1,729
L07G1	250	250	20	500	0,48	1	0,48	81	0,030	0,374	1,738
L08G2	250	250	20	500	0,48	2	0,96	81	0,030	0,749	1,877
B19UR	250	250	-	500	-	-	-	-	-	-	-
B20UR	250	250	-	500	-	-	-	-	-	-	-
B21GA1	250	250	10	500	0,23	1	0,230	65	0,025	0,155	1,405
B22UR	250	250	-	250	-	-	-	-	-	-	-
B23UR	250	250	-	250	-	-	-	-	-	-	-
B24UR	250	250	-	250	-	-	-	-	-	-	-
B25GA1	250	250	10	500	0,23	1	0,230	65	0,025	0,152	1,875
B26GA1	250	250	10	500	0,23	1	0,230	65	0,025	0,152	1,516
B27GA2	250	250	10	500	0,23	2	0,460	65	0,025	0,305	2,515
B28GA2	250	250	10	500	0,23	2	0,460	65	0,025	0,305	2,185
T01UR	395	395	-	525	-	-	-	-	-	-	-
T02UR	388	393	-	509	-	-	-	-	-	-	-
T03UR	392	387	-	500	-	-	-	-	-	-	-
T04C1	389	391	25	499	0,167	1	0,167	230	0,013	0,685	2,242
T05C1	403	397	25	499	0,167	1	0,167	230	0,013	0,655	2,263
T06C1	397	393	25	486	0,167	1	0,167	230	0,013	0,670	1,842
T07C1	386	394	25	500	0,167	1	0,167	230	0,013	0,680	2,213
T08C2	392	393	25	492	0,167	2	0,334	230	0,013	1,355	3,939
T09C2	394	386	25	511	0,167	2	0,334	230	0,013	1,355	2,757
T10UR	382	399	-	479	-	-	-	-	-	-	-
T11UR	381	400	-	477	-	-	-	-	-	-	-
T12UR	392	394	-	492	-	-	-	-	-	-	-
T13GB1	398	400	-	503	0,230	1	0,230	65	0,025	0,342	1,226
T14GB1	400	400	25	490	0,230	1	0,230	65	0,025	0,342	1,336
T15GB1	400	388	25	485	0,230	1	0,230	65	0,025	0,342	1,331
T16GB2	394	389	25	505	0,230	2	0,460	65	0,025	0,702	2,029
T17GB2	402	405	25	486	0,230	2	0,460	65	0,025	0,675	2,033
T18GB2	395	392	25	480	0,230	2	0,460	65	0,025	0,697	1,902
B01UR	372	371	-	489	-	-	-	-	-	-	-
B02UR	377	378	-	499	-	-	-	-	-	-	-
B03UR	371	371	-	487	-	-	-	-	-	-	-
B04GB1	380	383	25	492	0,48	1	0,480	81	0,030	0,098	1,411
B05GB1	387	375	25	485	0,48	1	0,480	81	0,030	0,097	1,501
B06GB1	377	380	25	488	0,48	1	0,480	81	0,030	0,099	1,660
B07GB2	383	378	25	486	0,48	2	0,960	81	0,030	0,197	1,704
B08GB2	377	378	25	481	0,48	2	0,960	81	0,030	0,200	1,879
B09GB2	383	374	25	492	0,48	2	0,960	81	0,030	0,197	1,483
B10UR	240	248	25	472	-	-	-	-	-	-	-
B11UR	243	244	25	477	-	-	-	-	-	-	-
B12UR	243	245	25	474	-	-	-	-	-	-	-
B13GB1	250	248	25	470	0,48	1	0,480	81	0,030	0,143	1,560
B14GB1	250	249	25	470	0,48	1	0,480	81	0,030	0,143	1,437
B15GB1	250	247	25	470	0,48	1	0,480	81	0,030	0,143	1,409
B16GB2	248	247	25	462	0,48	2	0,960	81	0,030	0,289	1,688
B17GB2	245	248	25	471	0,48	2	0,960	81	0,030	0,289	1,817
B18GB2	246	251	25	473	0,48	2	0,960	81	0,030	0,283	1,895

Tabella 5.3 - Risultati sperimentali Faella et al. (2004)

Al fine di una più chiara interpretazione dei risultati, questi sono stati riportati in Figura 5.10, in cui compare anche la recente proposta contenuta nel CNR-DT200/2004, che mira a determinare le proprietà meccaniche di colonne in muratura tenendo conto sia di quelle del sistema confinante che del materiale di base.

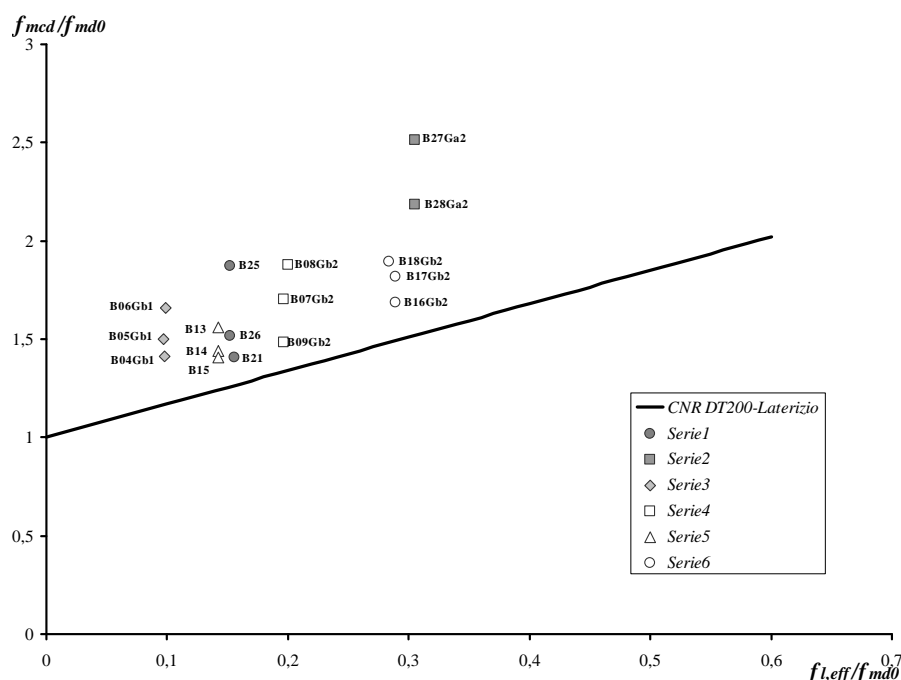


Figura 5.10 - Grafico punti sperimentali Faella et al. (2004)

Il grafico di Figura 5.10 riassume i principali risultati desunti dalle prove di schiacciamento condotte sui 54 provini e permette di valutare anche il rapporto f_{mcd}/f_{md0} tra la resistenza f_{mcd} riscontrata sui provini fasciati rispetto al valore medio f_{md0} della resistenza dei corrispondenti provini di riferimento.

I valori assunti da tale rapporto mostrano come esso tende ad essere tanto maggiore quanto minore è la resistenza f_{md0} del materiale base e quanto maggiore è la pressione di confinamento (proporzionale al numero di strati di tessuto applicati). Il valore $f_{l,eff}$ della pressione efficace di confinamento è stato calcolato assumendo per $\varepsilon_{f,rid}$ il valore determinato in accordo con il DT200/2004:

$$\varepsilon_{f,rid} = \frac{\eta_a \cdot \varepsilon_{f,k}}{\gamma_f} \quad [5.22]$$

dove:

- η_a è stato assunto pari a 1, poiché le prove sono state condotte in laboratorio in ambiente controllato e fino a rottura dei provini;
- $\varepsilon_{f,k}$ è stato assegnato seguendo i valori riportati nella documentazione fornita dai produttori;
- γ_f è stato posto pari a 1,25 nella interpretazione dei risultati sperimentali poiché si è assunto di utilizzare sistemi di rinforzo di cui sono certificati solo i materiali e considerando come modalità di collasso la rottura del rinforzo.

Analizzando i risultati dei test, si può affermare che la fasciatura con FRP, aumenta significativamente sia la resistenza che la deformabilità della muratura sottoposta a carico assiale. Dalle prove è emerso, inoltre, che aumentando il raggio di curvatura, si ha un effetto benefico sulla pressione di confinamento.

La dispersione dei risultati anche per provini di natura analoga e la relativa limitatezza nella disponibilità di dati relativi a tipi diversi di muratura rendono non ancora possibile allo stato attuale la calibrazione di una relazione di norma meno penalizzante nei casi in cui quella attuale si rivela eccessivamente conservativa.

5.4.2. Krevaikas et al.

La campagna sperimentale è stata condotta su 42 colonne di mattoni divisi in quattro serie preparati utilizzando mattoni di argilla di dimensioni 55 x 40 x 115 mm incollati insieme con una malta di calce e cemento. La sezione dei modelli è stata di :

- 115 x 115 mm (rapporto 1:1) per la prima serie e seconda serie;
- 172,5 x 115 mm (rapporto 1,5:1) per la terza serie;
- 230 x 115 mm (rapporto 2:1) per la quarta.



Ogni modello di colonna è composto da mattoni collocati in sette righe con sei letti di giunti in mezzo (Figura 5.11).

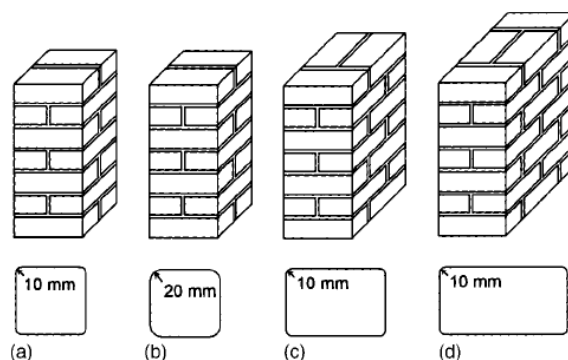


Figura 5.11 - Modelli di colonna dello studio di Krevaikas et al. (2005)

Lo spessore della malta è stata, in genere, di 10 mm, tranne in alcuni casi dei giunti di testa, dove è stato leggermente ridotto per mantenere il desiderato rapporto tra le dimensioni della sezione. In particolare la sezione dei campioni della prima e seconda serie è quadrata o rettangolare.

I campioncini in muratura avevano come parametri variabili:

- tipo di fibre (CFRP o GFRP);
- il numero di strati (in ciascuna serie i campioni sono avvolti con 1,2,3 strati di CFRP o con 5 strati di GFRP);
- il raggio di cerchiatura degli spigoli (rispettivamente di 10mm, 20mm, 10mm, 10mm);
- Sezione trasversale (modalità di esecuzione dei campioncini da testare).

I principali obiettivi delle prove sono stati quelli di valutare lo sforzo assiale ultimo e il modo di rottura dei provini di muratura non rinforzati e rinforzati i quali sono soggetti a sforzo assiale centrato, applicato mediante macchina universale a controllo di carico. Prove sperimentali sono state eseguite anche sui materiali al fine di determinarne le caratteristiche meccaniche di base.

Ai provini sono stati assegnati dei codici per l'identificazione completa in termini di tipologia di muratura, caratteristiche dimensionali e di caratteristiche del rinforzo, raggio di curvatura (Tabella 5.4).

In dettaglio ad ogni provino viene assegnata una notazione del tipo FN_A_RX, dove F indica il tipo di fibra (C per carbonio e G per vetro); N il numero di strati (1,2 o 3 per il carbonio e 5 per il vetro); A il rapporto tra le dimensioni della sezione (1 o 1,5 o 2) ed, infine, X indica il raggio di raccordo degli spigoli (10 o 20 mm). Al fine di una più chiara interpretazione dei risultati, questi sono stati riportati in Figura 5.12.

Nomi provini	DIMENSIONI				Caratteristiche FRP					$f_{l,eff}$ / f_{md0}	f_{mcd} / f_{md0}
	b	d	r_c	h	t_f	n	$n \cdot t_f$	E_f	ε_{fk}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[GPa]	[-]		
C1_1_R10	115	115	10	340	0,1	1	0,120	230	0,020	0,328	1,129
C2_1_R10	115	115	10	340	0,1	2	0,240	230	0,020	0,656	1,402
C3_1_R10	115	115	10	340	0,1	3	0,360	230	0,020	0,984	2,106
G5_1_R10	115	115	10	340	0,2	5	0,750	70	0,025	1,484	3,314
C1_1_R20	115	115	20	340	0,1	1	0,120	230	0,020	0,429	1,398
C2_1_R20	115	115	20	340	0,1	2	0,240	230	0,020	0,858	1,981
C3_1_R20	115	115	20	340	0,1	3	0,360	230	0,020	1,287	2,874
G5_1_R20	115	115	20	340	0,2	5	0,750	70	0,025	1,941	3,717
C2_1,5_R10	173	115	10	340	0,1	2	0,240	230	0,020	0,833	1,789
C3_1,5_R10	173	115	10	340	0,1	3	0,360	230	0,020	1,250	2,600
G5_1,5_R10	173	115	10	340	0,2	5	0,750	70	0,025	1,885	3,665
C2_2_R10	230	115	10	340	0,1	2	0,240	230	0,020	0,579	1,899
C3_2_R10	230	115	10	340	0,1	3	0,360	230	0,020	0,869	1,932
G5_2_R10	230	115	10	340	0,2	5	0,750	70	0,025	1,310	2,868

Tabella 5.4 - Risultati sperimentali di Krevaikas et al. (2005)

In questo lavoro viene osservato che per bassi valori della pressione laterale di confinamento $f_{l,eff}$ il valore di resistenza a compressione dei provini confinati f_{mcd} non supera il valore di resistenza a compressione dei provini non confinati f_{md0} . Viene quindi proposta la seguente relazione tra la pressione laterale di confinamento $f_{l,eff}$ e il valore di resistenza a compressione dei provini confinati f_{mcd} :



$$f_{mcd} = f_{md0} \quad \text{se} \quad \frac{f_{l,eff}}{f_{md0}} \leq 0,24 \quad [5.23]$$

$$f_{mcd} = f_{md0} \left(0,6 + 1,65 \frac{f_{l,eff}}{f_{md0}} \right) \quad \text{se} \quad \frac{f_{l,eff}}{f_{md0}} \geq 0,24 \quad [5.24]$$

Dall'analisi dei risultati ottenuti in questo studio si evince che il confinamento fornito dagli FRP migliora notevolmente sia la capacità di carico sia la deformabilità delle colonne in muratura.

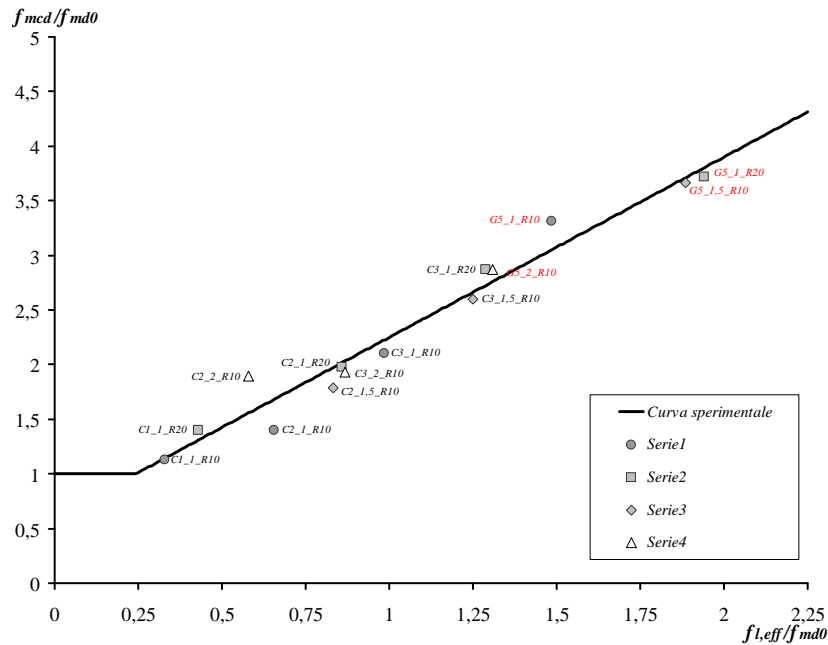


Figura 5.12 - Grafico punti sperimentali di Krevaiakas et al. (2005)

Per i provini testati in questo studio, il guadagno in termini di prestazioni, resistenza e deformabilità, aumenta quasi linearmente con gli strati di FRP. Aumentando l'angolo di raccordo si ha un aumento della pressione laterale di confinamento, quindi un incremento di resistenza. La maggiore deformabilità delle fibre di vetro determina una migliore efficacia rispetto al carbonio.

La conclusione è che, in generale, il confinamento con FRP di elementi murari produce un effetto molto simile a quello che si registra negli elementi in calcestruzzo armato confinato con FRP. Il confinamento migliora sia la resistenza ultima, sia la duttilità della muratura quasi linearmente con lo sforzo di confinamento medio.

5.4.3. Corradi et al.

La campagna sperimentale è stata condotta su 24 colonne di mattoni divisi in otto serie preparati utilizzando mattoni di argilla di dimensioni 55 x 120 x 245 mm incollati insieme con una malta composta da cemento Portland (10% in volume, sabbia (80% in volume) e calce idraulica (10% in volume). Sono stati sottoposti a una prova di compressione 30 mattoni per valutarne la resistenza caratteristica. La prova ha fornito i seguenti risultati:

- $f_{bk} = 20,78$ MPa per le serie 1-5;
- $f_{bk} = 27,45$ MPa per le serie 6-8.

Anche per la malta sono state fatte delle prove di flessione su tre provini di dimensioni 160x40x40 mm e prove di compressione su sei provini cubici 40x40x40. Le prove hanno fornito i seguenti valori di resistenza dopo 28 gg di maturazione:

- $f_{mkt} = 3,36$ MPa per le prove di trazione;
- $f_{mk} = 10$ MPa per le prove di compressione.

Tutte le colonne hanno un'altezza di 500mm e dei giunti di malta pari a 8-10mm, e sono state utilizzate due diversi tipi di sezioni, quadrata di dimensioni 250 x 250 mm e ottagonale di lato 100mm (Figura 5.14).

Per il confinamento dei campioni sono state usate fibre di carbonio monodirezionali in modo da valutare l'effetto che questo tipo di confinamento ha sulle colonne. Il materiale composito è stato realizzato mediante diversi tipi di resine epossidiche al fine di evidenziarne il diverso comportamento.

I campioni in muratura sono stati realizzati facendo variare:

- il tipo di fibra (sono state utilizzate fibre a basso modulo e ad alto modulo);

- lo spessore delle fibre (rispettivamente 0,165mm per fibre a basso modulo e 0,143mm per fibre ad alto modulo);
- il numero di strati (alcuni campioncini furono testati con un solo strato di FRP, altri con due strati di FRP);
- il tipo di resina epossidica (primer, matrix, putty);
- il raggio di curvatura degli spigoli;
- sezione trasversale (in particolare sono state sottoposte a prove sezioni circolari quadrate ed ottagonali) .

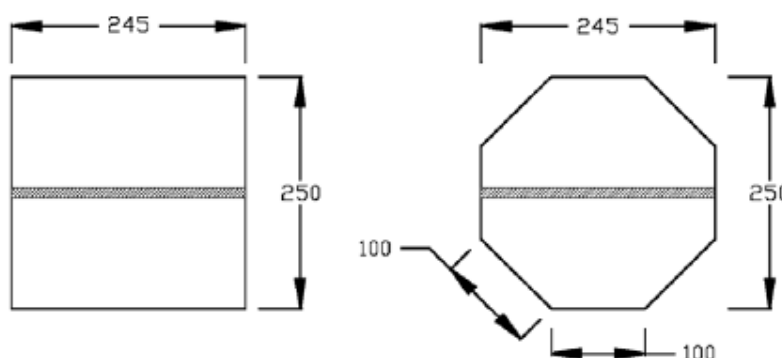


Figura 5.13 - Dimensioni delle sezioni in Corradi et al. (2004)

I principali obiettivi della prova sono stati quelli di registrare lo sforzo assiale ultimo e il modo di rottura dei provini di muratura, i quali sono stati soggetti a sforzo assiale centrato, applicato mediante macchina universale a controllo di spostamento.

Ai provini elencati in tabella sono stati assegnati dei codici per l'identificazione completa in termini di tipologia di muratura, caratteristiche dimensionali e di caratteristiche del rinforzo, raggio di curvatura.

In dettaglio la prima lettera indica la forma della sezione (S per sezione quadrata; O per sezione ottagonale), la seconda il tipo di CFRP (HT per alta resistenza; VHM per alto modulo) e il terzo in numero di strati di CFRP. Al fine di una più chiara interpretazione dei risultati, vengono riportati sul grafico seguente.

Nomi provini	DIMENSIONI				Caratteristiche FRP					$f_{l,eff}/f_{md0}$	f_{mcd}/f_{md0}
	b	d	r_c	h	t_f	n	$n \cdot t_f$	E_f	ϵ_{fk}		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[mm]	[MPa]	[-]		
S-HT-2	250	250	0	500	0,17	2	0,330	418	0,008	0,250	1,668
S-VHM-2	250	250	0	500	0,14	2	0,286	673	0,003	0,125	1,530
O-HT-1	250	100	0	500	0,17	1	0,165	418	0,008	0,142	1,948
O-HT-2	250	100	0	500	0,17	2	0,330	418000	0,008	0,285	2,538

Tabella 5.8 - Risultati sperimentali M. Corradi et al. (2002)

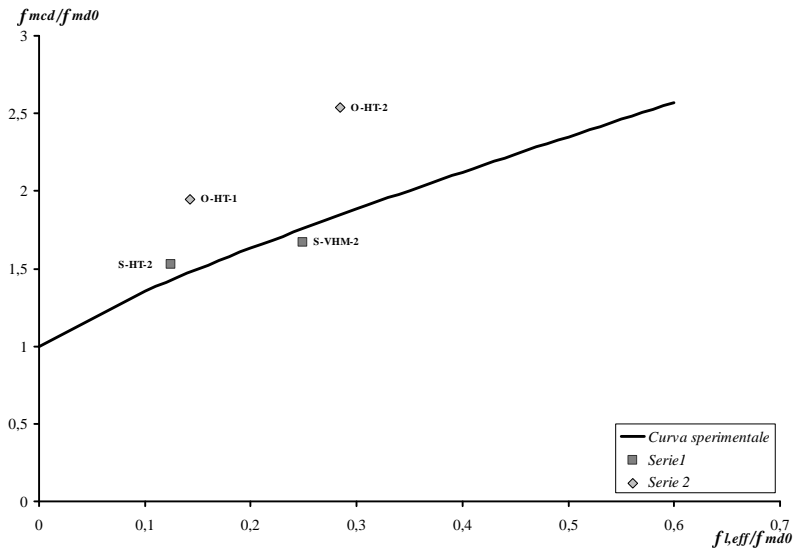


Figura 5.14 - Grafico punti sperimentali Corradi et al. (2004)

In questo studio, per la relazione tra la pressione laterale di confinamento $f_{l,eff}$ e il valore di resistenza a compressione dei provini confinati f_{mcd} , è stato adottato il modello proposto da Toutanji e Deng (2002) per il calcestruzzo confinato, con coefficienti opportunamente calibrati per la muratura:



$$f_{mcd} = f_{md0} + k' \cdot f_{l,eff} = f_{md0} \cdot \left(1 + k' \cdot \frac{f_{l,eff}}{f_{md0}} \right) \quad [5.18]$$

$$k' = k_1 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{md0}} \right)^{-\alpha} \quad [5.19]$$

Nel caso specifico della muratura i coefficienti ricavati dalla campagna sperimentale sono $k_1 = 2,4$ e $\alpha = 0,17$, i quali, sostituiti nell'espressione [5.19] precedente forniscono:

$$k' = 2,4 \cdot \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{md0}} \right)^{-0,17} \quad [5.20]$$

Analizzando i risultati dei test, si può affermare che:

- l'efficacia del rinforzo dipende dalla forma della sezione (diminuisce nel passare da una sezione circolare ad una non circolare);
- la fasciatura con FRP può significativamente aumentare sia la resistenza che la deformabilità della muratura sottoposta a carico assiale;
- aumentando il raggio degli spigoli, si ha un effetto benefico sulla pressione di confinamento. Come del resto già evidenziato dai precedenti lavori.

I risultati comparati con quelli delle colonne non rinforzate indicano un forte incremento della duttilità finale. In ciascun caso la rottura del rinforzo è sopraggiunta in corrispondenza degli spigoli (le fibre si sono tagliate). Un notevole incremento in duttilità è stato registrato nel caso di colonne quadrate fasciate con fibre di carbonio ad alto modulo. Anche nel caso delle colonne con sezioni ottagonali, si è registrato un notevole incremento di resistenza e capacità deformativa; incremento tanto maggiore quanto maggiore è l'angolo ottuso degli spigoli della colonna.

Tale campagna sperimentale ha consentito di concludere che il comportamento delle colonne in muratura, confinate con FRP, è molto simile a quello delle

colonne in cemento armato rinforzate con la stessa tecnica. Il confinamento comporta un aumento della forza di compressione che è proporzionale alla forza di confinamento indotta dall'FRP.

I risultati della sperimentazione sono stati confrontati con quelli teorici contenuti nelle Istruzioni CNR DT200/2004, mettendo in evidenza la conservatività dei risultati ottenuti mediante tale norma.



Capitolo 6

Descrizione della campagna sperimentale

6.1. Obiettivi della campagna sperimentale

La campagna sperimentale, condotta presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale (D.I.S.T.) dell'Università di Napoli Federico II, consiste in prove di compressione assiale eseguite su 30 pilastri in muratura. In particolare, 15 pilastri sono stati realizzati in muratura di laterizio di sezione quadrata di base pari a circa 26 cm ed altezza di 56 cm, mentre altri 15 sono stati realizzati con una muratura a sacco in tufo giallo napoletano e aventi sezione trasversale quadrata di lato 22 cm ed altezza pari a circa 50 cm.

L'elemento di variabilità per ciascuno dei due gruppi di pilastri è la tipologia di rinforzo utilizzata; oltre a campioni non rinforzati, sono stati infatti sperimentate diverse tipologie di confinamento a tutt'altezza, realizzate mediante l'impiego di materiali compositi (tessuti in fibra di carbonio, vetro o basalto, reti preformate in fibra di vetro) e di supporto (resina epossidica e malta cementizia). La campagna sperimentale è stata progettata con l'obiettivo di indagare sui seguenti aspetti:

- Valutazione dell'incremento della resistenza a compressione e della duttilità dei pilastri rinforzati, con particolare attenzione verso i sistemi basati sull'impiego della malta cementizia e delle fibre di basalto rispetto ai più tradizionali sistemi basati sull'impiego delle fibre di vetro e carbonio e resina epossidica;
- Confronto del comportamento meccanico di provini rinforzati con diverse tecniche, facendo particolare attenzione all'influenza della matrice adottata (malta o resina);
- Confronto dell'efficacia di una tipologia di rinforzo al variare del tipo di muratura (muratura piena in laterizio vs muratura a sacco in tufo giallo).

6.2. Programma sperimentale

I 30 pilastri costruiti sono stati distinti in 10 gruppi da 3 pilastri ciascuno, ognuno dei quali caratterizzato da una singolare combinazione di tipologia di muratura e tipologia di rinforzo. A ciascuno di questi gruppi è stato associato un codice del tipo XY-Zk-, dove:

- **X** indica se il provino è confinato o meno (C per quelli confinati e U per quelli non rinforzati);
- **Y** indica il tipo di muratura (B per quella in laterizio e T per quella in tufo giallo);
- **Z** indica il tipo di fibra (C per il carbonio, G per il vetro, B per il basalto);
- **k** indica il tipo di matrice (r per la resina, m per la malta fibrorinforzata).

Codice	Tipologia di muratura	Tipologia di rinforzo
UT-	Tufo giallo	---
CT-Cr-	Tufo giallo	Tessuto carbonio Resina epossidica
CT-Gr-	Tufo giallo	Tessuto vetro Resina epossidica
CT-Gm-	Tufo giallo	Rete vetro Malta cementizia
CT-m-	Tufo giallo	Malta cementizia
UB-	Laterizio	---
CB-Gr	Laterizio	Tessuto vetro Resina epossidica
CB-Br	Laterizio	Tessuto basalto Resina epossidica
CB-Gm	Laterizio	Rete vetro Malta cementizia
CB-m	Laterizio	Malta cementizia

Tabella 6.1 - Tipologia provini



Tale codice è poi seguito da un numero che indica il numero progressivo dei pilastri di quel gruppo. La Tabella 6.1 mostra il quadro completo di questi gruppi di provini utilizzati nella campagna sperimentale; in particolare essa riporta, per ciascun gruppo, il codice identificativo, la tipologia di muratura ed il tipo di rinforzo (matrice e fibra).

Si è deciso, inoltre, di associare alle diverse tipologie di rinforzo un “Codice di Rinforzo”. Tali codici sono riportati in Tabella 6.2.

Codice di Rinforzo	Tipologia di rinforzo
U	---
C	Tessuto carbonio Resina epossidica
G	Tessuto vetro Resina epossidica
B	Tessuto basalto Resina epossidica
GRM	Rete vetro Malta cementizia
RM	Malta cementizia

Tabella 6.2 – Codici di rinforzo

In Tabella 6.3 sono, invece, riportati, per ciascun provino, le caratteristiche geometriche dei provini e le proprietà fisiche e meccaniche del rinforzo.

CODICI PROVINI	DIMENSIONI				Caratteristiche FRP			
	b [mm]	d [mm]	r _c [mm]	h [mm]	t _f [mm]	n [-]	E _f [GPa]	ε _{fk} [-]
UT-1	222	222	20	504	-	-	-	-
UT-2	219	219	20	456	-	-	-	-
UT-3	222	222	20	523	-	-	-	-
CT-Cr-1	227	227	20	528	0,166	1	227,66	0,015
CT-Cr-2	229	229	20	530	0,166	1	227,66	0,015
CT-Cr-3	227	227	20	516	0,166	1	227,66	0,015
CT-Gr-1	224	224	20	543	0,48	1	68,74	0,020
CT-Gr-2	226	226	20	543	0,48	1	68,74	0,020
CT-Gr-3	234	234	20	544	0,48	1	68,74	0,020
CT-Gm-1	237	237	20	530	0,043	1	72,00	0,020
CT-Gm-2	236	236	20	537	0,043	1	72,00	0,020
CT-Gm-3	23	23	20	537	0,043	1	72,00	0,020
CT-m-1	280	280	20	504	25	1	8000	0,002
CT-m-2	275	275	20	456	25	1	8000	0,002
CT-m-3	287	287	20	523	25	1	8000	0,002
UB-1	259	260	-	560	-	-	-	-
UB-2	259	257	20	575	-	-	-	-
UB-3	260	258	20	560	-	-	-	-
CB-Gr-1	264	265	20	560	0,48	1	68,74	0,020
CB-Gr-2	267	265	20	560	0,48	1	68,74	0,020
CB-Gr-3	266	265	20	560	0,48	1	68,74	0,020
CB-Br-1	266	266	20	560	0,24	1	91,00	0,018
CB-Br-2	265	264	20	560	0,24	1	91,00	0,018
CB-Br-3	265	264	20	560	0,24	1	91,00	0,018
CB-Gm-1	275	274	20	570	0,043	1	72,00	0,020
CB-Gm-2	277	278	20	564	0,043	1	72,00	0,020
CB-Gm-3	277	278	20	560	0,043	1	72,00	0,020
CB-m-1	333	323	20	570	25	1	8000	0,002
CB-m-2	295	299	20	560	25	1	8000	0,002
CB-m-3	301	298	20	560	25	1	8000	0,002

Tabella 6.3 - Caratteristiche dei provini



6.3. Materiali impiegati nella sperimentazione e loro caratteristiche meccaniche

Prima di procedere alla descrizione del set-up di prova, si riportano in maniera sintetica le principali caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati per la realizzazione dei pilastri, che sono:

- Elementi lapidei in laterizio;
- Elementi lapidei in tufo;
- Malta;

nonché quelli utilizzati per la realizzazione dei sistemi di rinforzo, che sono:

- Tessuto uniassiale in fibre di carbonio (CFRP);
- Tessuto uniassiale in fibre di vetro (GFRP);
- Tessuto uniassiale in fibre di basalto (BFRP);
- Rete preformata in fibre di vetro (GFRP Grid);
- Malta fibrorinforzata (RM).

In Tabella 6.4 sono riportati i nomi commerciali dei prodotti utilizzati.

Prodotto	Nome commerciale
Malta	MAPEI – Mape-Antique MC
Tessuto uniassiale in fibre di carbonio (CFRP)	MAPEI – Mapewrap C Uni-ax 300
Tessuto uniassiale in fibre di vetro (GFRP)	MAPEI – Mapewrap G Uni-ax 900/60
Tessuto uniassiale in fibre di basalto (BFRP)	MAPEI – Mapewrap B Uni-ax 300
Rete preformata in fibre di vetro (GFRP Grid)	MAPEI – Mapegrid G220
Malta fibrorinforzata (RM)	MAPEI – Mapei Planitop HDM Maxi

Tabella 6.4 - Nomi commerciali dei prodotti impiegati nella sperimentazione

6.3.1. Elementi lapidei in laterizio

Per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei mattoni di laterizio utilizzati nella campagna sperimentale, sono stati testati n°6 campioni di dimensioni medie di 115x55x255 mm. Tale investigazione si è resa necessaria per la notevole variabilità delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei laterizi in funzione sia del grado di cottura che della miscela di argilla utilizzata per la produzione.

I test sui campioni di laterizio sono stati eseguiti presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale (D.I.S.T.) dell'Università di Napoli Federico II mediante l'ausilio della macchina idraulica universale MOHR & FEDERHAFF AG., la quale, mediante la regolazione manuale di valvole di carico e scarico, consente l'esecuzione di prove in trazione, compressione e cicliche su provini di altezza max pari a 1,4 metri, in controllo di forza (carico max +/- 400 kN) o di spostamento (corsa max +/- 75 mm).

I provini sono stati sottoposti ad un carico monotono applicato in controllo di spostamento, con una velocità di applicazione del carico pari a 2 N/s; in particolare, attraverso le misure della cella di carico, è stata rilevata in continuo la tensione di compressione. In Tabella 6.5 sono riportati le dimensioni delle sezioni trasversali dei singoli provini, i valori di resistenza ottenuti dalle prove nonché i parametri caratteristici calcolati seguendo la procedura indicata nel D.M. 20/11/1987.

Nr.	A mm ²	N _{i max} KN	f _{bi} N/mm ²	f _{bm} N/mm ³	SQM	CV %	f _{bk} * N/mm ²
1	6325	145,1	22,94	23,27	0,34	1,5	22,70
2	6325	145,6	23,03				
3	6325	147,7	23,35				
4	6325	145,5	23,00				
5	6325	148,7	23,51				
6	6325	150,5	23,80				
*: $f_{bk} = f_{bm} \cdot \left(1 - 1,64 \frac{CV}{100}\right)$							

Tabella 6.5 - Risultati test a compressione sugli elementi lapidei in laterizio

Dai valori riportati in Tabella 6.5 emerge un valore medio della N_{\max} pari a 147,2 kN a cui corrisponde un valore medio di f_{bm} pari a 23,27 MPa. I risultati ottenuti confermano sostanzialmente quanto già emerso dalle campagne sperimentali presenti in letteratura.

Per quanto concerne le modalità di rottura dei provini sottoposti a sforzo di compressione monoassiale, va detto che i provini mostrano inizialmente delle fessure verticali che, durante la prova, diventano sempre più profonde fino a rompere il provino in due parti; in Figura 6.1 si riportano le immagini di un provino prima e dopo la prova.

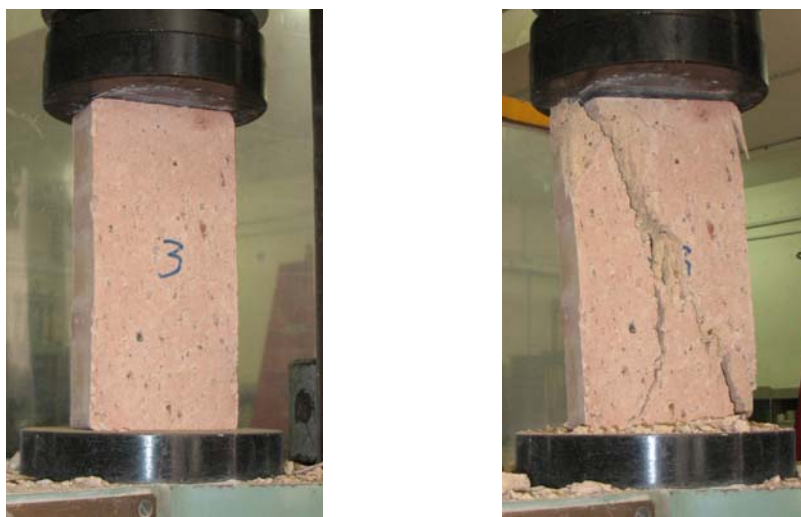


Figura 6.1 - Modalità di rottura per compressione del laterizio

6.3.2. Elementi lapidei in tufo

Al fine di individuare le caratteristiche della pietre di tufo giallo utilizzate nella campagna sperimentale, sono state effettuate 12 prove di compressione su campioni di tufo prismatici a base quadrata aventi dimensioni nominali di 100x50x50mm. I test sui campioni di tufo sono stati eseguiti presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale (DIST) dell'Università di Napoli Federico II mediante l'ausilio della macchina universale MTS-810, la quale consente l'esecuzione di prove in trazione, compressione e cicliche su

provini di altezza massima pari a 1,4m, in controllo di forza (carico max +/- 500kN) o di spostamento (corsa max +/-75mm). I provini, opportunamente strumentati, sono stati sottoposti ad una prova di compressione monotona eseguita in controllo di spostamento con un rate di 0,025mm/sec. Allo scopo di avere una misura precisa della resistenza a compressione, è stata interposta, tra i due piatti di carico, una cella di carico da 5kN.

In Tabella 6.6 sono riportati le dimensioni delle sezioni trasversali, i valori di resistenza ottenuti dalle prove nonché i parametri caratteristici calcolati seguendo la procedura indicata nella norma D.M. 20/11/1987.

Nr.	A mm ²	N _{i max} KN	f _{bi} N/mm ²	f _{bm} N/mm ³	SQM	CV %	f _{bk} * N/mm ²
1	2393	5,89	2,46	2,55	0,47	18,3	1,91
2	2361	8,16	3,46				
3	2346	7,13	3,04				
4	2429	5,72	2,35				
5	2482	7,92	3,19				
6	2476	5,53	2,23				
7	2445	6,56	2,68				
8	2382	5,76	2,42				
9	2439	5,97	2,45				
10	2460	5,47	2,22				
11	2339	4,26	1,82				
12	2433	5,44	2,24				
*: f _{bk} = 0,75 · f _{bm}							

Tabella 6.6 - Risultati test a compressione sugli elementi lapidei in tufo

Dai valori riportati in Tabella 6.6 emerge un valore medio della N_{max} pari a 6,15 kN a cui corrisponde un valore medio di f_{bm} pari a 2,55 MPa. Appare opportuno sottolineare la notevole dispersione dei risultati intorno al valore medio, la quale risulta decisamente superiore rispetto a quella ottenuta dalle prove eseguite sui laterizi (18,3% contro 1,5%).

Per quanto concerne le modalità di rottura dei provini di tufo sottoposti a sforzo di compressione monoassiale, va detto che i provini mostrano inizialmente delle fessure verticali che, durante la prova, diventano sempre più profonde fino a rompere il provino in due parti; in Figura 6.2 si riportano le immagini di un provino prima e dopo la prova.



Figura 6.2 - Modalità di rottura per compressione del tufo

6.3.3. Malta Mape-Antique MC

La Mape-Antique MC, utilizzata per la preparazione dei provini, è una malta premiscelata in polvere, di colore chiaro, esente da cemento, composta da leganti idraulici speciali a reattività pozzolanica, sabbie naturali, speciali additivi e fibre sintetiche.

Questo tipo di malta, dopo la miscelazione con acqua, si trasforma in un legante resistente ai solfati, di consistenza plastica-tissotropica, facilmente lavorabile sia su superfici verticali sia a soffitto e, dunque, assimilabile ad una malta di calce idraulica.

Le malte confezionate con Mape-Antique MC risultano per colore, resistenza meccanica, modulo elastico e porosità, molto simili alle antiche malte a base di calce, calce-pozzolana o calce idraulica impiegate originariamente nelle

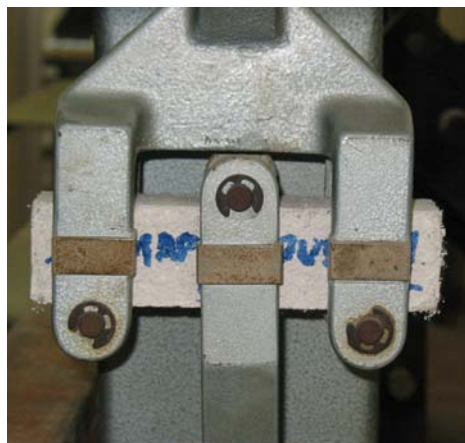
costruzioni degli edifici storici. Rispetto alle malte originarie, però, la malta da restauro a base di Mape- Antique MC presenta una durezza tale da renderla praticamente indistruttibile nei confronti dei vari eventi aggressivi naturali: azione delle acque piovane e risalita capillare, cicli di gelo-disgelo, fessurazioni da ritiro plastico, reazioni alcali-aggregato, attacco dei sali solfatici spesso presenti nelle murature. La malta a base di Mape-Antique MC, nonostante la notevole presenza di porosità e “delicatezza meccanica” è chimicamente e fisicamente insensibile agli attacchi aggressivi.



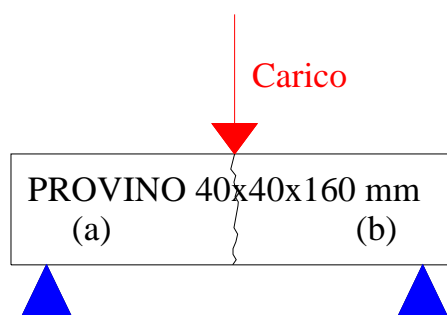
a) Cassaforma per i provini



b) Macchina Galileo



c) Particolare della macchina Gaileo



d) Schema di carico

Figura 6.3 - Prova di flessione della malta Mape-Antique MC

Le caratteristiche meccaniche di tale malta sono state ricavate attraverso prove sperimentali eseguite su 9 provini di dimensioni 40x40x160 mm stagionati per 28 gg. Le prove, eseguite presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II, seguono una procedura standardizzata descritta nell'O.P.C.M. 3431/2005, la quale prevede prima una prova a flessione del provino e, successivamente, una prova a compressione degli elementi prismatici ottenuti dalla prima prova.

La prova per flessione è stata realizzata con l'ausilio della macchina Galileo per prove di flessione (Figura 6.3).

La prova di compressione sui due elementi risultanti dalla prova di flessione è stata eseguita con la macchina universale MOHR & FEDERHAFF AG. (Figura 6.4) già descritta al paragrafo 6.3.1.

I provini, sono stati sottoposti ad un processo di carico monotono a controllo di spostamento, con una velocità di applicazione pari a 2 N/s; in particolare attraverso le misure della cella di carico è stata rilevata in continuo la tensione di compressione.



a) Particolare della macchina



b) Particolare della macchina

Figura 6.4 - Prova di compressione della malta Mape-Antique MC

In Tabella 6.7 sono riportati i valori medi della resistenza meccanica della malta ottenuti dalle prove. Dall'esame dei valori medi in essa riportati consegue che

la malta utilizzata può essere ritenuta appartenente, ai sensi del D.M. 14/01/2008, alla classe M5.

Nr.	Prova a flessione			Prova a compressione		
	F_{max}	f_f	f_t	Nmax	Area	f_c
	N	N/mm ²	N/mm ²	kN	mm ²	N/mm ²
1	470	1,175	0,94	10,25	1600	6,41
				8,92	1600	5,58
2	600	1,5	1,2	8,51	1600	5,32
				8,23	1600	5,14
3	550	1,375	1,1	10,45	1600	6,53
				9,64	1600	6,02
4	900	2,25	1,8	11,63	1600	7,27
				12,47	1600	7,79
5	760	2,4	1,52	11,40	1600	7,13
				12,46	1600	7,78
6	780	1,95	1,56	12,53	1600	7,83
				12,26	1600	7,66
7	630	1,575	1,26	11,11	1600	6,95
				10,59	1600	6,62
8	620	1,55	1,24	11,94	1600	7,46
				11,50	1600	7,19
9	640	1,6	1,28	12,00	1600	7,50
				11,42	1600	7,14
Media	661	1,71	1,32	10,96	1600	6,85

Tabella 6.7 - Risultati dei test sulla malta Mape-Antique MC

6.3.4. Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio (CFRP)

Per il confinamento con fibra di carbonio dei pilastrini è stato utilizzato il tessuto unidirezionale della Mapei MapeWrap C UNI-AX 300, caratterizzato da grammatura di 300 g/m², spessore di 0,166mm, e fornito in rotoli di dimensioni 50mx60cm.

Le caratteristiche meccaniche di tale materiale sono state ricavate attraverso 9 prove sperimentali eseguite presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II, con l'ausilio di una macchina universale MTS810 (Material Test System 810).



Descrizione della campagna sperimentale

Le 9 prove (Figura 6.5) sono state condotte conformemente alla normativa ACI 440.3R-04, mentre, per quanto concerne l'analisi dei risultati, si è fatto riferimento alla norma ASTM D3039. In Tabella 6.8 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio.

Nr.	P_{max} kN	A mm ²	σ_u N/mm ²	E GPa	ε_u
1	16,65	4,52	3685,70	206,63	0,018
2	15,22	4,52	3366,64	250,06	0,013
3	16,09	4,57	3524,28	207,48	0,017
4	17,58	4,55	3862,50	236,20	0,016
5	15,28	4,59	3401,29	228,03	0,015
6	12,72	4,66	2727,64	211,72	0,013
7	14,06	4,71	2985,57	208,11	0,014
8	16,12	4,50	3583,87	261,15	0,014
9	14,73	4,52	3255,76	239,56	0,014
Media	15,38	4,57	3377,03	227,66	0,015
S.Q.M.	1,45	0,07	351,03	20,38	0,00
C.V.	9,41%	1,56%	10,39%	8,95%	11,85%

Tabella 6.8 - Risultati dei test sul tessuto MapeWrap C UNI-AX 300

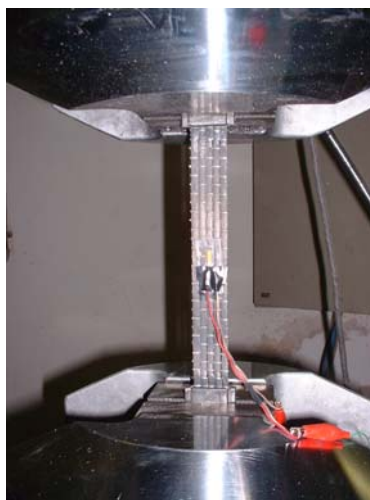


Figura 6.5 - Prova a trazione su un MapeWrap C UNI-AX 300

6.3.5. Tessuto unidirezionale in fibra di vetro (GFRP)

Per il confinamento con fibra di vetro dei pilastri è stato utilizzato il tessuto unidirezionale della Mapei MapeWrap G UNI-AX 900/60, caratterizzato da grammatura di 900 g/m^2 , spessore di 0,48mm, e fornito in rotoli di dimensioni 50mx60cm.

Le caratteristiche meccaniche di tale materiale sono state ricavate attraverso 10 prove sperimentali eseguite presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II, con l'ausilio di una macchina universale MTS810 (Material Test System 810).

Le 10 prove (Figura 6.6) sono state condotte conformemente alla normativa ACI 440.3R-04, mentre, per quanto concerne l'analisi dei risultati, si è fatto riferimento alla norma ASTM D3039. In Tabella 6.9 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio.

Nr.	P_{\max} kN	A mm^2	σ_u N/mm^2	E GPa	ϵ_u
1	16,90	13,58	1244,46	69,26	0,018
2	19,57	14,14	1384,25	67,30	0,021
3	17,51	12,93	1354,42	77,56	0,017
4	17,29	13,71	1260,79	66,46	0,019
5	19,54	13,67	1429,83	69,81	0,020
6	16,22	13,23	1225,82	65,16	0,019
7	18,50	13,72	1348,69	68,79	0,020
8	17,40	14,25	1221,08	65,11	0,019
9	17,48	13,66	1279,72	66,96	0,019
10	17,29	13,67	1408,01	70,98	0,020
Media	17,77	13,66	1315,71	68,74	0,020
S.Q.M.	1,09	0,38	78,35	3,63	0,00
C.V.	6,1%	2,79%	5,9%	5,2%	5,7%

Tabella 6.9 - Risultati dei test sul tessuto MapeWrap G UNI-AX 900/60



Figura 6.6 - Prova a trazione su un MapeWrap G UNI-AX 900/60

6.3.6. Tessuto unidirezionale in fibra di basalto (BFRP)

Una delle più recenti innovazioni nel campo dell'ingegneria civile risulta essere l'impiego delle fibre in basalto. Tali fibre sono ottenute a partire da una roccia di origine vulcanica (appunto il basalto) di colore scuro o nero caratterizzata da una bassa viscosità indotta dalla bassa concentrazione di silice al suo interno.

Il basalto è stato inizialmente utilizzato negli U.S.A. (1923) in campo aerospaziale e nell'industria delle armi, e solo alcuni decenni dopo (1970) sono iniziati in Ucraina i primi studi relativi all'impiego delle fibre di basalto come materiale di rinforzo; tali studi, ancora oggi in fase di approfondimento, hanno mostrato come, in molti casi, l'utilizzo di tali fibre può presentarsi come un'alternativa promettente ed economicamente vantaggiosa rispetto agli altri materiali utilizzati in diverse applicazioni dell'ingegneria civile.

Le fibre di basalto sono ottenute dalla fusione della roccia vulcanica e sono costituite per il 100% da filamenti di basalto con diametro compreso tra i 9-13 μm ; le principali proprietà meccaniche delle fibre di basalto sono:

- Alta durabilità;
- Alta resistenza all'impatto;

- Elevata resistenza alle alte temperature con bassa emanazione di fumi tossici;
- Basso costo di materiale rispetto agli altri compositi in FRP;
- Compatibilità con un elevato numero di resine;
- Elevata resistenza agli attacchi chimici (sostanze alcaline);
- Elevata resistenza alla corrosione;
- Buon isolante;
- Basso indice di nocività; materiale riciclabile;

Confrontando i valori di resistenza e deformabilità di tali fibre con quelle più comuni in vetro e in carbonio si può affermare che le fibre in basalto presentano:

- resistenza a trazione maggiore di quella esibita dalle fibre di vetro e paragonabile alle fibre di carbonio;
- modulo elastico e deformazione ultima paragonabile alle fibre di vetro.

Per il confinamento con fibra di basalto dei pilastri è stato utilizzato il tessuto unidirezionale della Mapei MapeWrap B UNI-AX 300, caratterizzato da una grammatura di 254g/m², una densità di 2,75g/cm³ ed uno spessore di 0,24mm. Le caratteristiche meccaniche di tale materiale sono state ricavate attraverso prove sperimentali eseguite presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II, con l'ausilio di una macchina universale MTS 810 (Material Test System 810).

Nr.	P _{max} kN	A mm ²	σ _u N/mm ²	E GPa	ε _u
1	7,68	3,49	2193,71	107,46	0,020
2	6,95	3,52	1985,71	97,09	0,020
3	5,41	3,49	1546,29	105,77	0,015
Media	6,68	3,50	1908,57	103,44	0,018
S.Q.M.	1,16	0,02	330,54	5,57	0,0034
C.V.	17,3%	0,5%	17,3%	5,4%	18,9%

Tabella 6.10 - Risultati dei test sul tessuto MapeWrap B UNI-AX 300

Le 3 prove (Figura 6.7) sono state condotte conformemente alla normativa ACI 440.3R-04, mentre, per quanto concerne l'analisi dei risultati, si è fatto riferimento alla norma ASTM D3039. In Tabella 6.10 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio.



Figura 6.6 - Prova a trazione su un MapeWrap B UNI-AX 300

6.3.7. Rete preformata in fibra di vetro (GFRP Grid)

Per il confinamento con rete preformata in fibra di vetro dei pilastri è stata utilizzata la rete fornita dalla Mapegrid G220 caratterizzata da una grammatura di 225 g/m², una dimensione delle maglie 25x25mm, uno spessore di 0,043mm, e fornita in rotoli di dimensioni 45,70mx0,90m.

Tale rete è costituita da fibre di vetro apprettate resistenti agli alcali che, grazie alla sua particolare tessitura, conferisce alla muratura rinforzata un'eventuale duttilità e una ripartizione più uniforme delle sollecitazioni. Ne consegue che il pacchetto così composto, in caso di movimento della struttura, è in grado di distribuire gli sforzi sull'intera superficie degli elementi rinforzati con la rete, facendo sì che la formazione delle fessure che inevitabilmente si sviluppano interessino contemporaneamente sia il giunto di allettamento sia il supporto in pietra.

Le caratteristiche meccaniche di questo rinforzo sono stati desunti dalla scheda tecnica fornita dalla casa produttrice. Le principali informazioni raccolte sono riepilogate in Tabella 6.11.

Grandezza	Unità di misura	Valore
Tipo di fibre		fibre di vetro A.R.
Grammatura	(g/m ²)	225
Spessore	(mm)	0,043
Dimensione delle maglie	(mm)	25 x 25
Resistenza a trazione	(Mpa)	45
Allungamento a rottura	(%)	< 3

Tabella 6.11 - Caratteristiche della rete Mapegrid G220

6.3.8. Malta fibrorinforzata: Mapei Planitop HDM Maxi (RM)

La campagna sperimentale ha previsto l'esecuzione di rinforzi realizzati mediante l'accoppiamento della rete in fibra di vetro con una malta cementizia fibrorinforzata e di rinforzi realizzati mediante l'applicazione di un'incamiciatura della stessa malta cementizia fibrorinforzata.

La malta utilizzata per eseguire queste due tipologie di rinforzo è il prodotto Mapei Planitop HDM Maxi. Si tratta di una malta bicomponente a base di cementi ad alta resistenza, fibre di vetro, aggregati selezionati in curva granulometrica, additivi speciali e polimeri sintetici in dispersione acquosa. Miscelando i due componenti (componente A in polvere e componente B liquido), si ottiene un impasto scorrevole che è possibile applicare su superfici orizzontali e verticali in uno spessore di 25mm per mano. Grazie all'alto contenuto di resine, la malta Planitop HDM Maxi della Mapei ha un elevato valore di adesione e, dopo l'indurimento, dà origine ad uno strato compatto, impermeabile all'acqua e ai gas aggressivi dell'atmosfera, ma permeabile al vapore. Le principali caratteristiche di questa malta a 28 giorni di stagionatura sono riportate in Tabella 6.12.

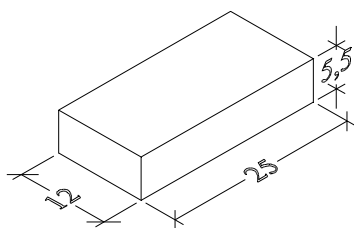
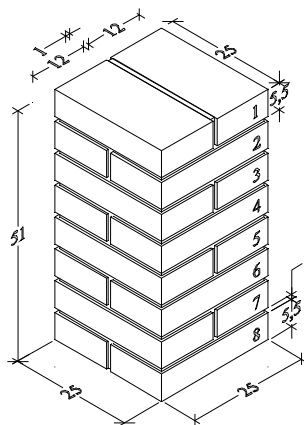
Grandezza	Unità di misura	Valore
Resistenza a compressione	(N/mm ²)	≥ 25
Resistenza a flessione	(N/mm ²)	≥ 7
Modulo elastico a compressione	(N/mm ²)	8000
Adesione al supporto in muratura	(N/mm ²)	≥ 2

Tabella 6.12 - Caratteristiche della malta Mapei Planitop HDM Maxi

6.4. Realizzazione dei provini

Per la realizzazione delle due tipologie di pilastri sono stati impiegati due tessuti differenti.

Per la costruzione dei pilastri in laterizio sono stati impiegati elementi lapidei pieni di forma parallelepipedica aventi dimensioni di 250x120x55mm (Figura 6.7), disposti a coppia per 8 strati con orientazione alternata in modo da avere giunti verticali sfalsati (Figura 6.8). I giunti hanno lo spessore di circa 1÷1,5cm e sono stati realizzati con malta del tipo Mape-Antique MC.

**Figura 6.7 - Dimensioni dell'elemento lapideo in laterizio****Figura 6.8 - Tessitura dei laterizi per la realizzazione dei pilastri**



a) Getto strato di malta



b) Posizionamento del laterizio



c) Riempimento intercapedine



d) Fase ultimata

Figura 6.9 - Fasi di realizzazione di un pilastrino in laterizio

In Figura 6.9 vengono mostrate le fasi di realizzazione di uno strato del pilastrino in muratura di laterizio:

- Getto di un primo strato di malta dello spessore di circa $1 \div 1,5$ cm opportunamente livellato;

- Posizionamento dell'elemento lapideo in laterizio;
- Riempimento con la malta dell'intercapedine tra i due elementi lapidei.

Per la costruzione dei pilastrini in tufo giallo sono stati impiegati elementi lapidei accuratamente squadrate di forma parallelepipedica aventi dimensioni di 100x50x50mm, disposti per 8 strati con orientazione alternata in modo da avere giunti verticali sfalsati (Figura 6.10). I giunti hanno lo spessore di circa $1 \div 1,5$ cm e sono stati realizzati con malta del tipo Mape-Antique MC.

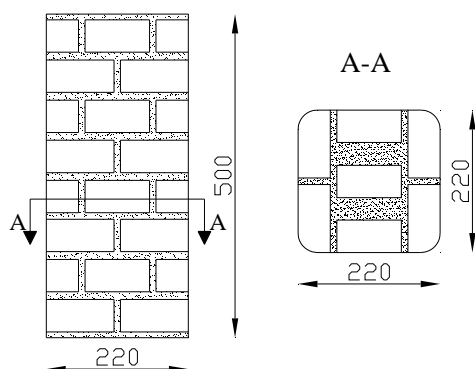


Figura 6.10 - Disposizione degli elementi in tufo nel pilastrino



a) Sistemazione degli elementi lapidei



b) Riempimento dei vuoti con malta

Figura 6.11 - Fasi di realizzazione di un pilastrino in tufo

In Figura 6.11 vengono mostrate le fasi di realizzazione di uno strato del provino in muratura di tufo giallo:

- Getto di un primo strato di malta dello spessore di circa $1 \div 1,5$ cm opportunamente livellato;
- Posizionamento degli elementi lapidei in tufo giallo;
- Realizzazione del “sacco” con elementi lapidei e malta.

6.5. Modalità di installazione del rinforzo

Le tipologie di rinforzo studiate nell’ambito della campagna sperimentale sono riconducibili a tre specie distinte tra loro:

- Applicazione di tessuto unidirezionale mediante l’impiego di resina epossidica;
- Applicazione di rete preformata in fibra di vetro con supporto in malta fibrorinforzata;
- Applicazione di camicia di rinforzo in malta cementizia fibrorinforzata.

Ciascuna delle tre tipologie di rinforzo, la cui modalità di realizzazione è descritta nei successivi paragrafi, prevede una fase preliminare di arrotondamento degli eventuali spigoli vivi della sezione con un raggio di curvatura pari ad almeno 20 mm (indicazione fornita dalle Linee Guida CNR DT200-2004) allo scopo di evitare concentrazioni di tensione, che potrebbero condurre ad una prematura rottura del sistema di confinamento.

Inoltre, nelle applicazioni che prevedono l’applicazione di rinforzi in fibra, è necessario preparare i fogli di rinforzo mediante taglio, nella misura desiderata, dai rotoli commercializzati. A tal proposito si sottolinea che è buona norma utilizzare fogli di lunghezza tale da garantire una sovrapposizione di almeno 300 mm (indicazione fornita dalle Linee Guida CNR DT200-2004), in modo da ovviare a qualsiasi tipo di problema di delaminazione.

6.5.1. Applicazione di tessuto unidirezionale mediante l’impiego di resina epossidica

La modalità esecutiva impiegata per la realizzazione di questo rinforzo è la tecnica del wet-lay-up, che consiste delle seguenti operazioni:



- Preparazione della superficie muraria: il sottofondo deve essere perfettamente asciutto, pulito, esente da parti incoerenti, polveri, grassi e vernici. Eventuali protuberanze superficiali devono essere levigate mediante martelletto demolitore o altra idonea attrezzatura. Se il supporto è poroso e/o tende a sfarinarsi, si applica un consolidante per ridurre la porosità superficiale.
- Applicazione del primer: dal momento che i rinforzi sono stati messi in opera con sistema a secco si è proceduto alla primerizzazione: il primer, applicato sottoforma di una pellicola molto sottile mediante l'ausilio di un rullo, penetra nei pori del calcestruzzo, migliorando la continuità tra il calcestruzzo efficace ed il rinforzo che verrà applicato. Il primer è lasciato poi asciugare per il tempo sufficiente fino a non risultare più appiccicoso al tatto.
- Applicazione dello strato di rasatura: poiché i tessuti ed i fogli sono molto flessibili e tendono a seguire tutte le imperfezioni della superficie alla quale vengono applicati, è pratica comune applicare uno stucco epossidico bicomponente al fine di regolarizzare il sottofondo. Si è avuta particolare cura nel far penetrare il prodotto nelle zone particolarmente irregolari, in modo che la superficie risulti liscia e uniforme.
- Applicazione del rinforzo: sullo stucco ancora fresco si applica un sottile strato di resina a bassa densità, dopodiché si applica il foglio o il tessuto attaccandolo manualmente sullo strato di resina ed esercitando su di esso una leggera pressione con rullo metallico al fine di permettere all'adesivo di penetrare completamente attraverso le fibre del tessuto ed evitare la formazione di vuoti. L'impregnazione e l'ulteriore pressione del foglio si ottengono con l'applicazione di un nuovo strato di resina. Lo strato finale deve essere realizzato in modo da presentare uno spessore uniforme su tutta la superficie.

La successione dei vari strati è visibile in Figura 6.12.



mescolando con un trapano munito di agitatore a basso numero di giri (per evitare eccessivo inglobamento di aria) i seguenti prodotti (Figure 6.13):

- ❖ Polvere di colore grigio (componente A);
- ❖ Liquido fluido versato in apposito recipiente pulito (componente B).
- Applicazione della rete preformata in fibra di vetro: Sull'impasto ancora fresco viene applicata la rete preformata in fibra di vetro, comprimendola con spatola metallica piana in modo da farla aderire perfettamente al primo strato di malta applicata;
- Strato di finitura: La rete viene ricoperta con un secondo strato di malta fibrorinforzata dello spessore di 4mm. Tale strato viene infine lisciato con una spatola metallica piana in modo da conferire al provino la configurazione finale.



Componente A



Componente B



Preparazione

Figura 6.13 - Preparazione della Malta Mapei Planitop HDM Maxi

La successione dei vari strati è visibile in Figura 6.14.

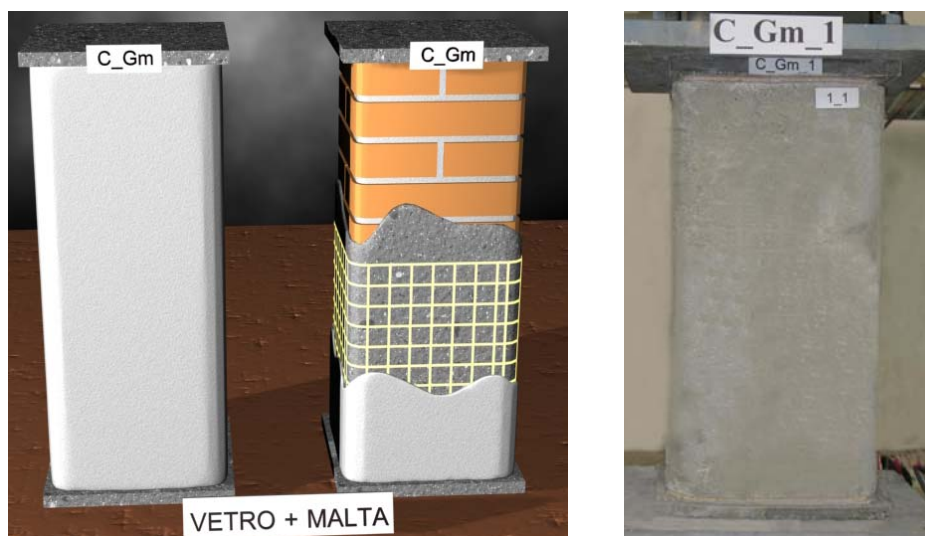


Figura 6.14 - Successione degli strati per la realizzazione dei rinforzi con rete preformata in fibra di vetro e supporto in malta fibrorinforzata

6.5.3. Applicazione di camicia di rinforzo in malta cementizia fibrorinforzata

La terza tipologia di rinforzo sperimentata è quella basata sull'applicazione di una camicia di rinforzo in malta cementizia fibrorinforzata (Mapei Planitop HDM Maxi).

La realizzazione di questo rinforzo è stata eseguita attraverso le seguenti operazioni:

- Preparazione della superficie muraria: eseguita in modo del tutto analogo al caso di rinforzo mediante applicazione di rete preformata con supporto in malta cementizia.
- Applicazione della camicia di malta cementizia fibrorinforzata Mapei Planitop HDM Maxi in un unico strato uniforme di circa 25 mm.

Tale tipologia di rinforzo è stata realizzata al fine di valutare i vantaggi in termini di incremento di resistenza a compressione e di deformazione ultima



offerti dall'applicazione della sola malta cementizia fibrorinforzata. La sequenza di realizzazione è mostrata in Figura 6.15.

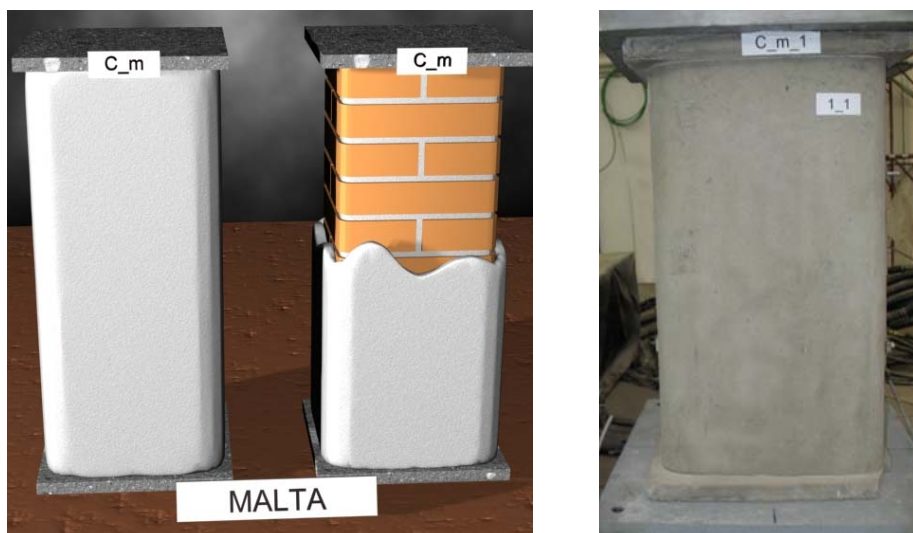


Figura 6.15 – Rinforzo mediante incamiciatura in malta fibrorinforzata

6.6. Set-up di prova

Le prove consistono nel sottoporre i diversi provini, con riferimento alle diverse tipologie di rinforzo, a prove di compressione assiale centrata in controllo di spostamento. La strumentazione utilizzata per effettuare tali prove, consiste in:

- Macchina Universale Italsigma (Figura 6.16): Tale macchina consente la realizzazione di prove in trazione, compressione e cicliche su provini di altezza compresa tra 0,5 e 4,0m. Il telaio di prova è costituito da un basamento rigido in acciaio ($1,0 \times 4,0 \text{ m}^2$), dotato di scanalature a “T” per il montaggio delle attrezzature di prova e di vincolo dei provini, da quattro colonne poste ai vertici di un rettangolo, fissate nel basamento e da una traversa mobile, che scorre lungo le quattro colonne. Sulla traversa è montato un attuatore che permette di condurre prove in controllo di spostamento (corsa max $\pm 75 \text{ mm}$) o di forza (carico max in compressione 3000kN, carico max in trazione 2400kN); in

particolare l'attuatore è dotato di una cella di carico per la misurazione del carico applicato al provino.

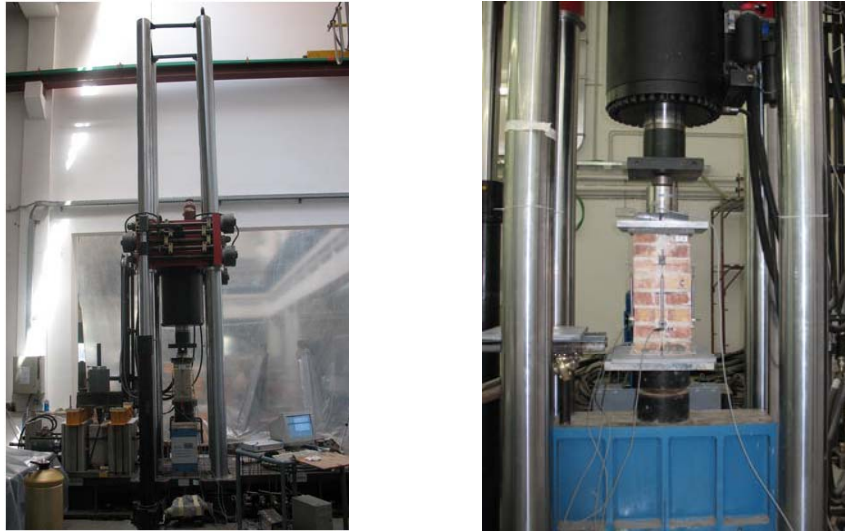


Figura 6.16 – Vista della macchina universale Italsigma e del particolare dell'attuatore

- Cerniere sferiche (Figura 6.17): in testa e al piede dei provini, sono state montate due cerniere sferiche allo scopo di annullare possibili eccentricità accidentali dovute a eventuali difetti del provino o di centraggio dello stesso.



Figura 6.17 – Immagine della cerniera sferica inferiore

- LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) (Figura 6.18): per la misura della deformazione assiale del provino, si è scelto di utilizzare quattro trasduttori di spostamento, LVDT, del tipo HBM con corsa disponibile di 250 mm, posizionati, a mezzo di opportune basette, uno su ciascuna faccia del provino. Tali apparecchiature misurano l'accorciamento Δl del provino da cui si può risalire al valore di deformazione assiale.

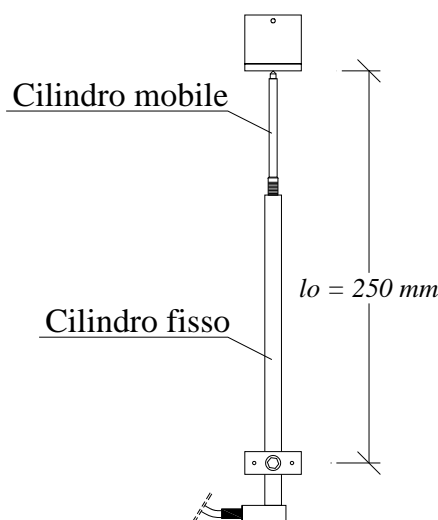


Figura 6.18 - LVDT su muratura non confinata

- Strain-Gauges: per la misura delle deformazioni assiali e trasversali del rinforzo, si è scelto di utilizzare Strain-Gauges del tipo HBM con fattore di misura pari a 2,06. Gli Strain-Gauges sono stati posizionati nel seguente modo:
 - ❖ Strain-Gauges orizzontali al fine di determinare la deformazione trasversale del rinforzo. La disposizione è leggermente differente tra i campioni in mattoni e quelli in tufo. Per i campioni in mattoni (Figura 6.19) sono stati utilizzati 28 Strain-Gages, 7 per ciascuna faccia (Figura 6.20), di cui due ad una altezza di $H/4$ (Linea inferiore), tre Strain-Gauges ad $H/2$ (Linea Media) e due a $3/4 H$ (Linea superiore) dove con H si è indicato l'altezza totale del

provino. Per i campioni in tufo (Figura 6.21), invece, sono stati utilizzati 20 Strain-Gages, 5 per ciascuna faccia (Figura 6.22), di cui uno ad una altezza di $H/4$ (Linea inferiore), tre Strain-Gauges ad $H/2$ (Linea Media) e uno a $3/4 H$ (Linea superiore).

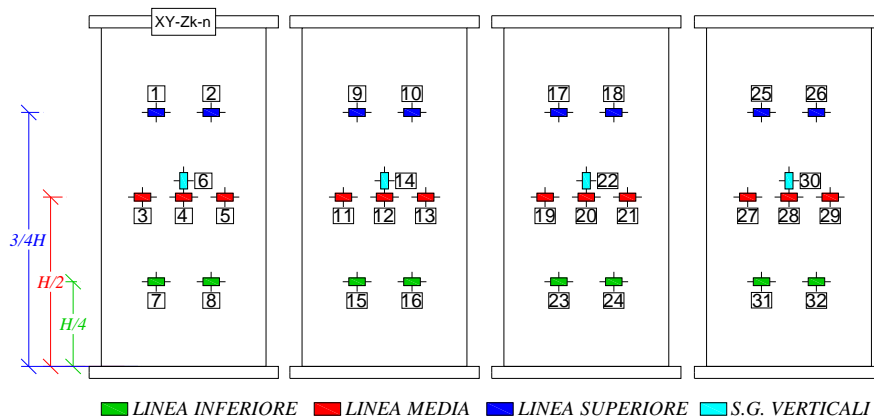


Figura 6.19 - Posizionamento Strain-Gauges su pilastri in muratura di mattoni

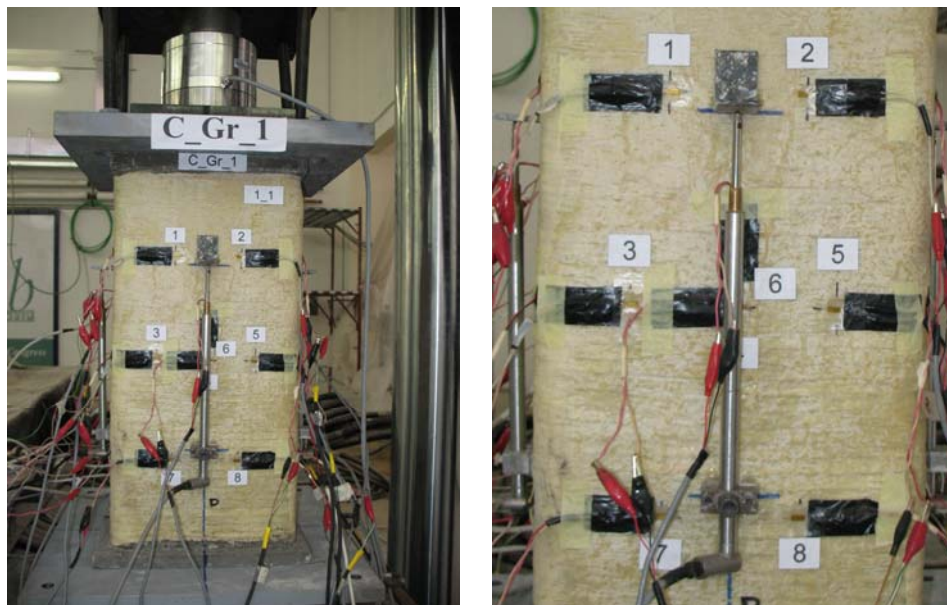


Figura 6.20 - Distribuzione Strain-Gauges sulla generica faccia dei pilastri in muratura di mattoni

- ❖ 4 Strain-Gauges verticali al fine di determinare la deformazione assiale del rinforzo; questi sono stati posizionati, uno per ogni faccia del provino, ad una altezza pari ad $H/2$ lungo la stessa verticale sulla quale sono stati posizionati gli LVDT;

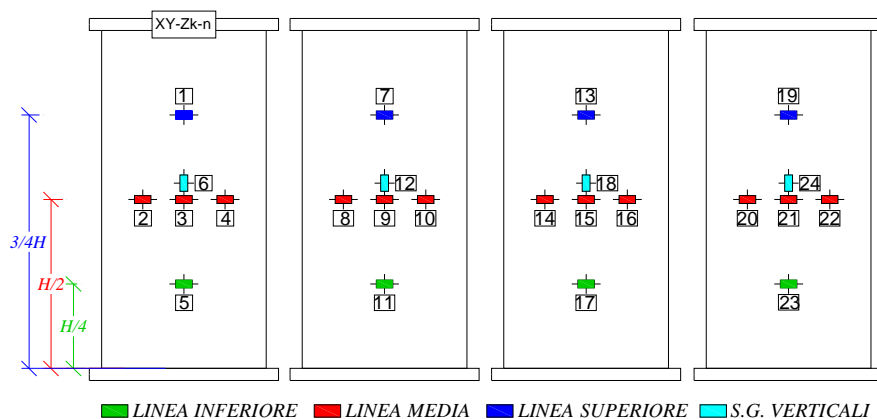


Figura 6.21 - Posizionamento Strain-Gauges su pilastri in muratura di tufo

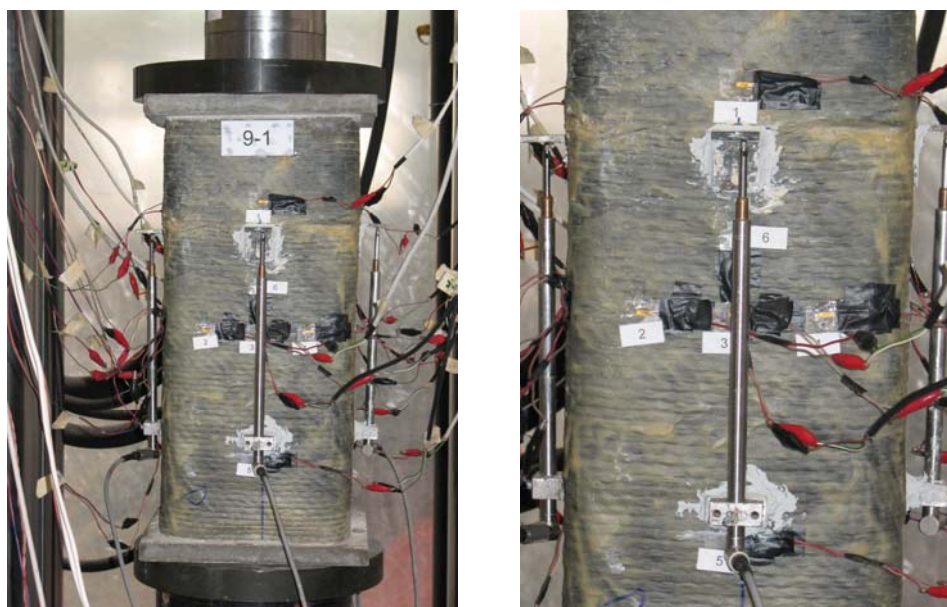


Figura 6.20 - Distribuzione Strain-Gauges sulla generica faccia dei pilastri in muratura di tufo

Per quanto concerne, infine, la strumentazione per l'acquisizione dati, il Laboratorio dispone di un sistema di acquisizione dati con capacità fino a 40 canali in continuo ed in contemporaneo in grado di registrare i segnali in tensione provenienti da celle di carico, trasduttori di spostamento e strain-gages.



Capitolo 7

Analisi e discussione dei risultati sperimentali

7.1. Elaborazione dei risultati sperimentali

A partire dai dati registrati nel corso delle prove è stato possibile tracciare, per ciascun provino, gli andamenti del grafico tensione deformazione assiale e tensione deformazione trasversale.

In particolare la tensione è stata calcolata a partire dai valori di carico registrati dalla cella di carico, opportunamente divisi per l'area della sezione trasversale del provino. Per quanto riguarda, invece, le letture della deformazione assiale si avevano a disposizione fonti differenti: le letture della corsa fornite dalla macchina di prova, quelle fornite dagli strain gages verticali e quelle fornite dai trasduttori di spostamento.

Proprio queste ultime sono state utilizzate per la definizione dei diagrammi; esse, infatti, sono le più affidabili in quanto non sono affette, come le letture della corsa, dagli assestamenti iniziali del campione, e, diversamente dalle letture degli strain gages, che sono puntuali, sono rappresentative del comportamento medio del provino. In ogni caso, per completezza, sono state attentamente elaborate anche le deformazioni lette dai 4 strain gages verticali, le quali sono state condensate in una media denominata "SG verticali".

Per quanto riguarda, infine, le letture della deformazione trasversale, si sono utilizzate le letture fornite dagli strain gages posizionati su ciascun provino. In particolare, allo scopo di avere una sintesi delle informazioni raccolte, si è deciso di fare riferimento a quattro medie differenti:

- M1: basata sulle letture fornite da tutti gli strain gages trasversali;
- M2: basata sulle letture fornite dagli strain gages trasversali disposti nella zona centrale del provino;

- M3: basata sulle letture fornite dagli strain gages trasversali disposti nella zona superiore del provino;
- M4: basata sulle letture fornite dagli strain gages trasversali disposti nella zona inferiore del provino.

ID	Codice	Carico Max	Tensione Max	ϵ_{LVDT}	$\epsilon_{f. M1}$	$\epsilon_{f. M2}$	$\epsilon_{f. M3}$	$\epsilon_{f. M4}$
[-]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	UT-1	170,86	3,46	0,0077	/	/	/	/
2	UT-2	164,82	3,44	0,0034	/	/	/	/
3	UT-3	197,10	4,00	0,0061	/	/	/	/
4	CT-Cr-1	207,09	4,01	0,0083	0,0016	0,0010	0,0034	0,0023
5	CT-Cr-2	222,96	4,24	0,0108	0,0044	0,0052	0,0039	0,0022
6	CT-Cr-3	220,12	4,25	0,0089	0,0023	0,0017	0,0034	0,0029
7	CT-Gr-1	198,20	3,95	0,0227	0,0025	0,0024	0,0006	0,0045
8	CT-Gr-2	204,22	4,01	0,0031	0,0012	0,0009	0,0008	0,0029
9	CT-Gr-3	220,62	4,04	0,0041	0,0009	0,0006	0,0013	0,0015
10	CT-Gm-1	300,92	5,38	0,0023	0,0007	0,0003	0,0001	0,0014
11	CT-Gm-2	311,11	5,60	0,0019	0,0005	0,0002	0,0012	0,0004
12	CT-Gm-3	391,98	7,02	0,0016	0,0017	0,0022	0,0017	0,0003
13	CT-m-1	936,55	11,98	0,0039	/	/	/	/
14	CT-m-2	824,20	10,91	0,0037	/	/	/	/
15	CT-m-3	876,08	10,65	0,0025	/	/	/	/
16	UB-1	534,20	7,93	0,0038	/	/	/	/
17	UB-2	357,36	5,35	0,0054	/	/	/	/
18	UB-3	395,72	5,88	0,0045	/	/	/	/
19	CB-Gr-1	694,32	9,92	0,0107	0,0051	0,0053	0,0041	0,0058
20	CB-Gr-2	600,36	8,49	0,0129	0,0049	0,0051	0,0027	0,0064
21	CB-Gr-3	792,30	11,24	0,0215	0,0085	0,0099	0,0082	0,0075
22	CB-Br-1	732,18	10,35	0,0195	0,0080	0,0103	0,0037	0,0100
23	CB-Br-2	683,58	9,77	0,0262	0,0107	0,0109	0,0119	0,0094
24	CB-Br-3	709,80	10,15	0,0246	0,0064	0,0077	0,0044	0,0071
25	CB-Gm-1	482,70	7,14	0,0024	0,0022	0,0037	0,0011	0,0018
26	CB-Gm-2	388,56	5,75	0,0024	0,0005	0,0005	0,0008	0,0003
27	CB-Gm-3	404,28	5,98	0,0017	0,0009	0,0014	0,0005	0,0012
28	CB-m-1	947,32	8,81	0,0028	/	/	/	/
29	CB-m-2	715,62	8,11	0,0034	/	/	/	/
30	CB-m-3	717,08	7,99	0,0026	/	/	/	/

Tabella 7.1 - Riepilogo dei principali risultati



In Tabella 7.1 sono riportati i principali risultati desunti dall'analisi dei dati registrati nel corso delle prove. In particolare per ciascun campione si riporta il carico massimo raggiunto e le corrispondenti tensione, deformazione assiale e deformazioni trasversali.

Le immagini dei pilastri a seguito del test e i grafici tensione deformazione assiale e tensione deformazione trasversale relativi a ciascun campione sono raccolti all'interno dell'Appendice B.

7.2. Discussione dei risultati sperimentali sui pilastri in muratura di tufo

In questo paragrafo sono riepilogati i risultati ottenuti per i pilastri in muratura di tufo secondo la seguente schematizzazione:

- Confronto tra diverse tipologie di rinforzo;
- Incrementi di resistenza a compressione;
- Incrementi di deformazione ultima;
- Analisi delle deformazioni trasversali.

7.2.1. Confronto tra le diverse tipologie di rinforzo

Al fine di poter confrontare gli incrementi di tensione e di deformazione assiale ottenuti con le diverse tipologie di rinforzo, si riportano in Figura 7.1 le curve sperimentali tensione-deformazione ottenute dalle prove sui 15 provini realizzati in muratura di tufo. Le deformazioni utilizzate per il tracciamento di tali diagrammi sono quelle ottenute dalle letture dei quattro LVDT posizionati su ogni provino, ed in particolare fanno riferimento al valore medio delle deformazioni registrate dagli stessi.

In Figura 7.1, le curve nei toni dell'arancio si riferiscono a provini non confinati, quelle nei toni del blu a provini confinati con CFRP, quelle nei toni del verde a provini confinati con GFRP, quelle nei toni del rosa a provini confinati con rete in GFRP e supporto in malta fibrorinforzata ed, infine, quelle nei toni del grigio ai provini rinforzati con la sola malta fibrorinforzata.

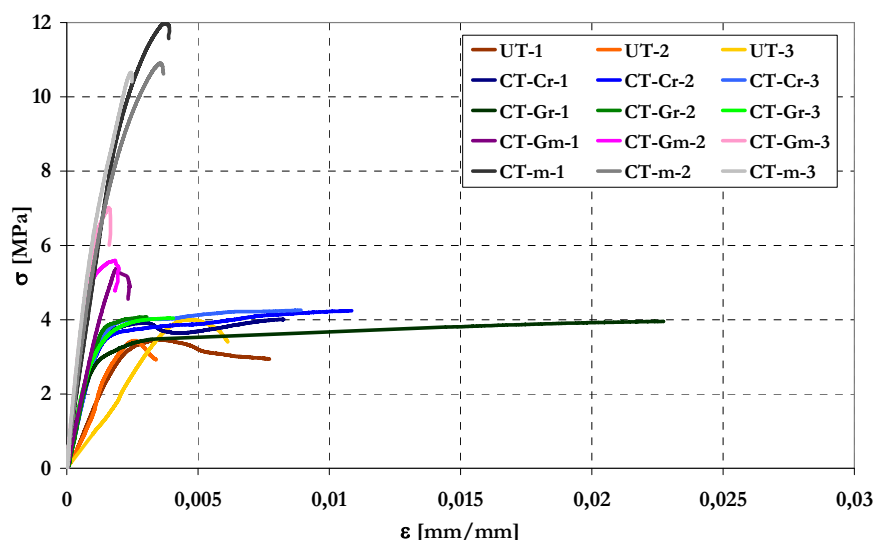


Figura 7.1 - Curve sperimentali tensione-deformazione assiale

Dall'analisi degli andamenti tensione-deformazione riportati in Figura 7.1 è possibile effettuare un primo confronto sul comportamento dei provini in funzione delle tecniche di confinamento previste.

Per quanto riguarda i provini caratterizzati da un supporto in resina epossidica si osserva, infatti, il tipico andamento bilineare crescente fino a rottura che contraddistingue gli elementi confinati con FRP, in cui il secondo tratto lineare è dovuto alla pressione di confinamento che aumenta al crescere della deformazione laterale della muratura.

Per i provini caratterizzati dal supporto in malta cementizia fibrorinforzata, la curva tensione-deformazione mostra un primo ramo con andamento crescente e pendenza maggiore di quella del provino in muratura non confinato (dovuta al cilindro di malta che riveste il provino), seguito da un secondo ramo a pendenza inferiore, rispetto al primo, sempre crescente, fino ad arrivare alla massima tensione di compressione (f_{med}) cui corrisponde la formazione delle fessure responsabili della rottura del rinforzo, raggiunta la quale, si osserva un ramo discendente con pendenza graduale.

Per tali provini, si può osservare che la pendenza del secondo tratto risulta maggiore rispetto ai provini caratterizzati da un supporto in resina, per la maggiore rigidità della malta rispetto alla resina. Questo determina una riduzione della deformazione assiale di picco rispetto al provino con supporto in resina. In particolare, relativamente ai provini rinforzati con sola malta cementizia fibrorinforzata, c'è da dire che i valori di resistenza ultimi raggiunti sono dovuti essenzialmente alle modalità di installazione del rinforzo, infatti in questo caso l'incremento di resistenza a compressione non è più dovuto ad una pressione laterale di confinamento che agisce sulle facce dell'elemento, ma alla resistenza aggiuntiva offerta dal cilindro cavo che riveste il provino.

Le differenze di comportamento appena esposte sono chiaramente riscontrabili analizzando le modalità di rottura osservate sperimentalmente (Figure 7.2-7.6). Infatti per i provini con fibra impregnate in resina epossidica è emersa, in disparati punti del rinforzo, una brusca rottura delle fibre con immediato collasso del sistema, mentre per i provini con un supporto in malta cementizia fibrorinforzata, superato il valore di resistenza a trazione della malta, si è osservata una graduale e uniforme fessurazione della stessa.



Figura 7.2 - Rottura Provino Serie UT

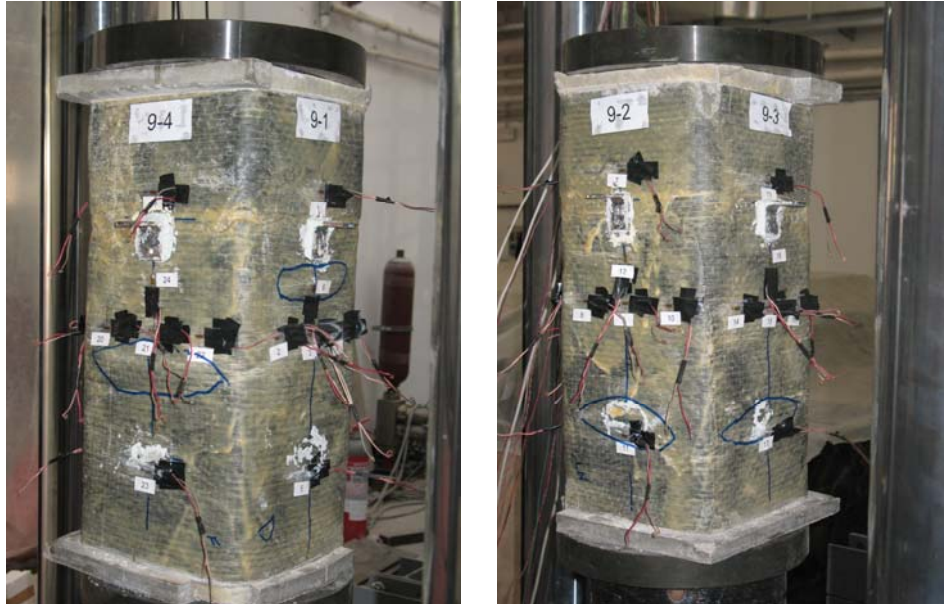


Figura 7.3 - Rottura Provino Serie CT-Cr

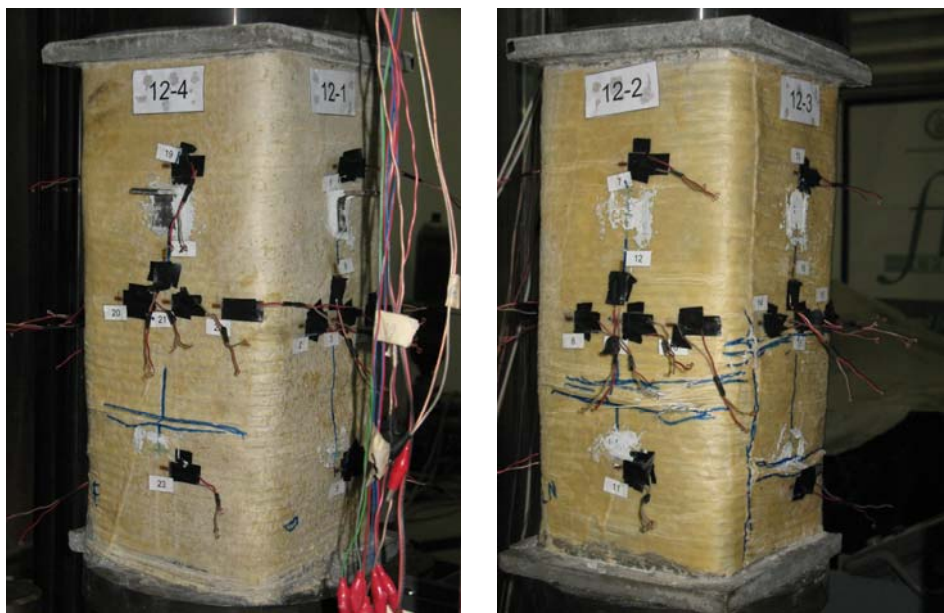


Figura 7.4 - Rottura Provino Serie CT-Gr

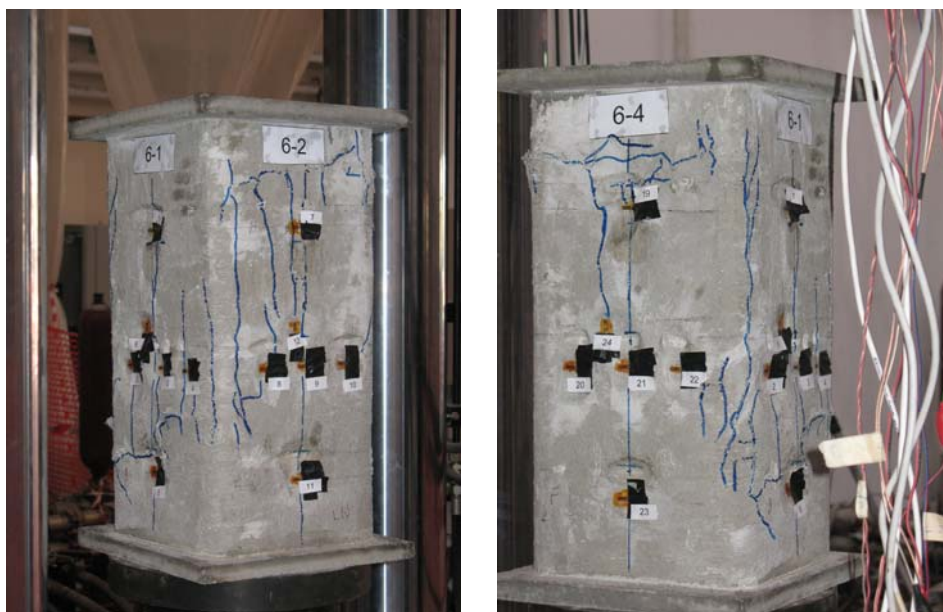


Figura 7.5 - Rottura Provino Serie CT-Gm



Figura 7.6 - Rottura Provino Serie CT-m

Dalla Figura 7.1, emerge, che i provini confinati con la stessa tipologia di materiale, presentano valori delle caratteristiche meccaniche (intese come f_{med} , ϵ_{mo} , ed ϵ_{mcu}) molto simili tra loro, per questo motivo in Figura 7.7 è stata riportata solamente una curva tensione-deformazione assiale riferita per ciascuna tipologia di confinamento.

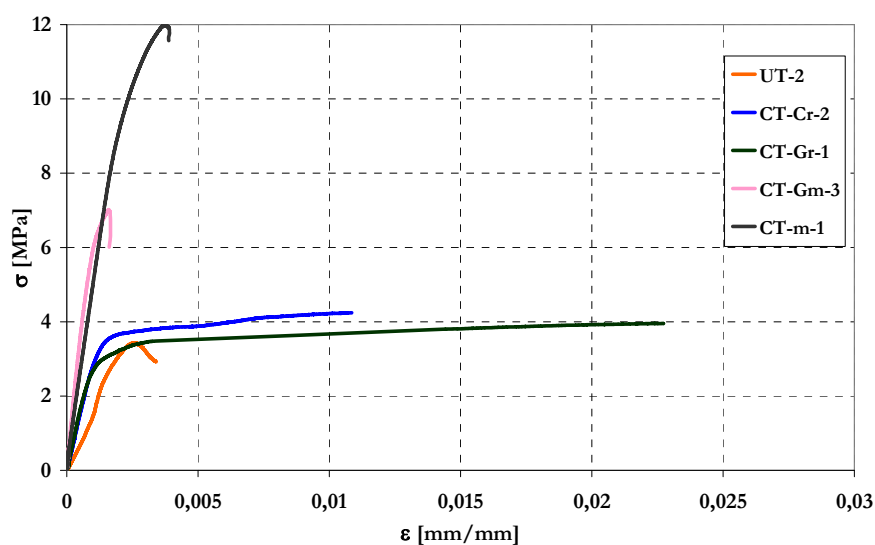


Figura 7.7 - Curve sperimentali tensione-deformazione assiale di un campione per ciascuna serie

Si può osservare, per i provini confinati in malta, come l'incremento di rigidità del primo tratto abbia determinato una riduzione della deformazione assiale di picco rispetto al provino non confinato.

Nella Tabella 7.2 si riportano la media, lo squarto quadratico medio, il coefficiente di variazione e l'incremento percentuale della resistenza a compressione distinti per ciascuna tipologia di rinforzo.



Codice rinforzo	Codici provini	Resistenza a compressione					
		f _{m0}	f _{mcd}	Media	SD*	COV	Incr.
		(MPa)	(MPa)	f _{mcd}		(%)	(%)
U	UT-1	3,46	-	-	-	-	-
	UT-2	3,44	-				
	UT-3	4,00	-				
C	CT-Cr-1	3,63	4,01	4,14	0,139	3,4%	14%
	CT-Cr-2		4,24				
	CT-Cr-3		4,26				
G	CT-Gr-1		3,95	4,17	0,062	1,5%	15%
	CT-Gr-2		4,07				
	CT-Gr-3		4,04				
GRM	CT-Gm-1		5,38	5,99	0,890	14,9%	65%
	CT-Gm-2		5,60				
	CT-Gm-3		7,02				
RM	CT-m-1		11,98	11,17	0,705	6,3	208%
	CT-m-2		10,91				
	CT-m-3		10,65				
<div><div>*</div><div>$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_m)^2}{n - 1}}$</div></div>							

Tabella 7.2 - Riepilogo delle resistenze a compressione

In Tabella 7.3 le stesse informazioni sono riportate con riferimento alla deformazione assiale ultima.

Codice rinforzo	Codici provini	Deformazione assiale ultima					
		ε_{m0}	ε_{mcu}	Media	SD*	COV	Incr.
		(-)	(-)	ε_{mcu}		(%)	(%)
U	UT-1	0,0077	-	-	-	-	-
	UT-2	0,0034	-				
	UT-3	0,0061	-				
C	CT-Cr-1	0,0057	0,0083	0,0083	0,0013	15,5%	46%
	CT-Cr-2		0,0108				
	CT-Cr-3		0,0090				
G	CT-Gr-1		0,0227	0,0204	0,0111	54,3%	258%
	CT-Gr-2		0,0030				
	CT-Gr-3		0,0041				
GRM	CT-Gm-1		0,0023	0,0019	0,0004	18,5%	-67%
	CT-Gm-2		0,0019				
	CT-Gm-3		0,0016				
RM	CT-m-1		0,0039	0,0034	0,0008	22,3%	-40%
	CT-m-2		0,0037				
	CT-m-3		0,0025				
*: $SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \varepsilon_m)^2}{n-1}}$							

Tabella 7.3 - Riepilogo delle deformazioni assiali ultime

7.2.2. Incrementi in termini di resistenza a compressione

Dall'analisi del grafico di Figura 7.7 e dei risultati riportati in Tabella 7.2, emerge che:



- I provini confinati con tessuto uniassiale in fibre di carbonio con supporto in resina epossidica presentano un incremento della resistenza media a compressione pari al 14% rispetto a quella del provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,14 e un coefficiente di variazione del 3,4%;
- I provini confinati con tessuto uniassiale in fibre di vetro con supporto in resina epossidica presentano un incremento della resistenza media a compressione pari al 15% rispetto a quella del provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,06 e un coefficiente di variazione del 1,5%;
- I provini confinati con GFRP Grid e supporto in malta fibrorinforzata, presentano un incremento della resistenza media a compressione di gran lunga superiore a quello ottenuto dalle altre tipologie di rinforzo, pari al 65% rispetto a quella del provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,89 e un coefficiente di variazione di circa il 15%, e quindi con una dispersione dei risultati piuttosto elevata;
- I provini confinati con sola malta cementizia fibrorinforzata RM, presentano un incremento della resistenza media a compressione pari ad oltre il 200% rispetto a quella del provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,705 e un coefficiente di variazione del 6,3%. Si ricorda, che per questo sistema di confinamento, l'incremento di resistenza ottenuto è dovuto ad un diverso funzionamento del rinforzo.

Da quanto sopra, si evince che l'incremento massimo di resistenza si è registrato con i campioni delle serie CT-m (oltre il 200%), mentre i campioni delle serie CT-Cr, CT-Gr e CT-Gm hanno fatto registrare incrementi di resistenza variabili tra il 15% ed il 65%.

Questa notevole differenza non deve trarre in inganno; in realtà, da una attenta analisi del comportamento dei campioni delle serie CT-m, si è desunto che il notevole incremento di resistenza non è dovuto ad un eccezionale effetto confinante, ma piuttosto all'effetto di ringrosso determinato dall'applicazione della malta cementizia.

Per quanto riguarda, infine, l'incremento di resistenza dei campioni rinforzati con CFRP e GFRP, questo è stato un po' inferiore alle aspettative, ma, in

realtà, questa circostanza può essere spiegata dal fatto che i campioni sono stati realizzati con una muratura a sacco, mentre tutti i modelli presenti in letteratura fanno riferimento a muratura piena, per la quale l'incremento di resistenza prevedibile per effetto di un intervento di confinamento è maggiore.

7.2.3. Incrementi in termini di deformazione verticale

Dall'analisi del grafico di Figura 7.7 e dei risultati riportati in Tabella 7.3, emerge che:

- I provini confinati con tessuto unidirezionale in fibra di carbonio con supporto in resina epossidica, presentano un incremento medio di deformazione assiale ultima pari al 46% rispetto al provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,0013 e un coefficiente di variazione pari al 15,5%;
- I provini confinati con tessuto unidirezionale in fibra di vetro con supporto in resina epossidica, presentano un incremento medio di deformazione assiale ultima pari al 258% rispetto al provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,0111 e un coefficiente di variazione pari al 54,3%;
- I provini confinati con GFRP Grid e supporto in malta fibrorinforzata, presentano un decremento medio di deformazione assiale ultima pari al 67% rispetto al provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,0004 e un coefficiente di variazione pari al 18,5%;
- I provini confinati con sola malta cementizia fibrorinforzata presentano un decremento medio di deformazione assiale ultima pari al 40% con scarto quadratico medio pari a 0,0008 e coefficiente di variazione pari al 22,3%.

Da quanto sopra, si evince che i campioni rinforzati con malta cementizia (serie CT-Gm e CT-m), questi hanno fatto registrare deformazioni alla rottura inferiori ai valori registrati per i provini non rinforzati. In particolare, nei campioni appartenenti alla serie CT-m, il rinforzo ha avuto un comportamento meccanico che è più prossimo a quello di un intervento di ringrosso che a quello di un intervento di confinamento, per cui si è avuto un notevole



incremento di resistenza, ma un comportamento alla rottura estremamente fragile.

In pratica si può osservare come la rottura si sia attinta in corrispondenza di valori della deformazione ultima molto prossimi a quelli di rottura della malta fibrorinforzata; ed infatti per i campioni appartenenti alla serie CT-m, la rottura si è raggiunta mediamente intorno al 3,5‰ che è proprio il valore di rottura della malta fibrorinforzata.

Per quanto riguarda i campioni rinforzati con CFRP e GFRP, si è assistito, invece, ad un incremento notevole della deformazione ultima, il che testimonia l'efficacia di queste tecniche di rinforzo ai fini dell'incremento della duttilità degli elementi da rinforzare.

7.2.4. Analisi delle deformazioni trasversali

Per quanto concerne le deformazioni trasversali, si riportano, in Tabella 7.4, i valori delle deformazioni ultime ε_{fu} registrate dagli strain-gauges, organizzate secondo le medie definite al paragrafo 7.1, per i provini confinati con CFRP, GFRP e rete preformata in GFRP. Nella stessa Tabella si riportano, relativamente alla Media 1, anche il valore dello scarto quadratico medio (SD) e del coefficiente di variazione (COV).

Dalla Tabella 7.4 si evince che con riferimento alla linea di mezzeria si sono attinti valori di ε_{fu} appartenenti ad un intervallo variabile tra lo 0,03% e lo 0,5% per le tre diverse tipologie di rinforzo, con valori del coefficiente di variazione molto alti.

In Tabella 7.5 viene riportato il fattore di riduzione Δ , il quale è definito attraverso la seguente relazione:

$$\Delta = \varepsilon_{fu} / \varepsilon_{fk} \quad [7.1]$$

nella quale:

- ε_{fu} rappresenta il valore medio delle deformazioni trasversali ultime registrate da tutti gli strain-gauges (media M1);
- ε_{fk} rappresenta il valore della deformazione ultima, ottenuta testando il solo materiale di rinforzo.

Codice rinforzo	Codici provini	Deformazioni trasversali					
		ε_{fu}			M1 (Tutti)		
		M2 (1/2 H)	M3 (3/4 H)	M4 (H/4)	ε_{fu}	SD	COV (%)
C	CT-Cr-1	0,001	0,0034	0,0023	0,0016	0,00112	68%
	CT-Cr-2	0,0052	0,0039	0,0022	0,0044	0,00275	62%
	CT-Cr-3	0,0017	0,0034	0,0029	0,0023	0,00092	39%
G	CT-Gr-1	0,0024	0,0006	0,0045	0,0025	0,00200	81%
	CT-Gr-2	0,0009	0,0008	0,0029	0,0012	0,00101	83%
	CT-Gr-3	0,0006	0,0013	0,0015	0,0009	0,00058	61%
GRM	CT-Gm-1	0,0003	0,0001	0,0014	0,0007	0,00077	102%
	CT-Gm-2	0,0002	0,0012	0,0004	0,0005	0,00084	159%
	CT-Gm-3	0,0022	0,0020	0,0003	0,0018	0,00156	92%

Tabella 7.4 - Valori delle deformazioni trasversali al picco

Codice rinforzo	Codici provini	Deformazioni trasversali					
		ε_{fu}			M1 (Tutti)		
		M2 (1/2 H)	M3 (3/4 H)	M4 (H/4)	ε_{fu}	ε_{fk}	Δ (%)
C	CT-Cr-1	0,001	0,0034	0,0023	0,0016	0,015	11
	CT-Cr-2	0,0052	0,0039	0,0022	0,0044	0,015	29
	CT-Cr-3	0,0017	0,0034	0,0029	0,0023	0,015	15
G	CT-Gr-1	0,0024	0,0006	0,0045	0,0025	0,020	13
	CT-Gr-2	0,0009	0,0008	0,0029	0,0012	0,020	6
	CT-Gr-3	0,0006	0,0013	0,0015	0,0009	0,020	5
GRM	CT-Gm-1	0,0003	0,0001	0,0014	0,0007	0,020	4
	CT-Gm-2	0,0002	0,0012	0,0004	0,0005	0,020	3
	CT-Gm-3	0,0022	0,0020	0,0003	0,0018	0,020	9

Tabella 7.5 - Fattore di riduzione Δ

Al fine di rappresentare in modo chiaro il quadro delle deformazioni lette dagli strain gages trasversali, si è deciso di individuare 12 allineamenti, tre su ciascuna faccia del campione, così come individuato in Figura 7.8.

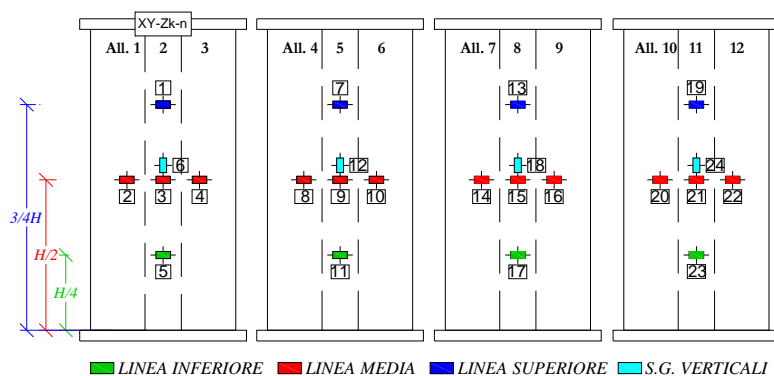


Figura 7.8: Individuazione degli allineamenti per i campioni in muratura di tufo

Dall'analisi di Figura 7.8, appare chiaro che in corrispondenza degli allineamenti 2,5,8,11 sono presenti tre strain gages: uno nella zona superiore del provino (evidenziato in blu), uno nella zona centrale del provino (evidenziato in rosso) ed uno nella zona inferiore del provino (evidenziato in verde).

La definizione di questi allineamenti ha consentito di rappresentare in modo sintetico, per ciascun provino, le letture registrate da tutti gli strain gages trasversali ad esso applicati: i valori di deformazione registrati dai vari strain gages, rapportati alla deformazione ultima a trazione dell'FRP, sono stati, infatti, riportati in corrispondenza di ciascun allineamento, utilizzando il colore blu per i punti rappresentativi degli strain gages superiori, il colore rosso per i punti rappresentativi degli strain gages centrali ed il colore verde per i punti rappresentativi degli strain gages inferiori. Con questa notazione ciascun punto sul diagramma è immediatamente riconducibile allo strain gage che rappresenta.

In aggiunta ai punti sperimentali sono state inserite, in ciascun diagramma, 4 linee orizzontali che indicano il livello di deformazione attinto mediamente nella fascia superiore del provino (in blu), in quella centrale (in rosso), in quella inferiore (in verde), nonché quella complessiva (in fucsia). In Figura 7.9 è riportato il diagramma relativo al campione CT-Cr-2, mentre la raccolta completa di tutti i diagrammi fin qui descritti è riportata in Appendice B.

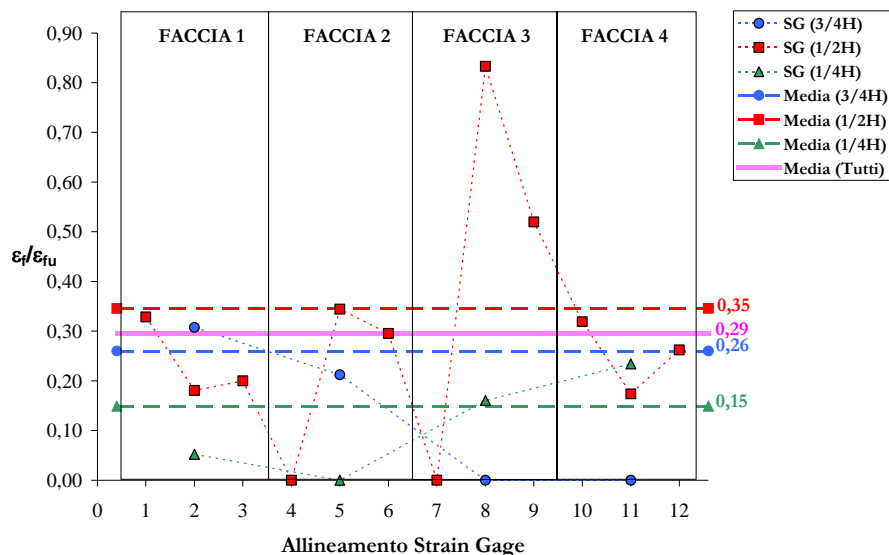


Figura 7.9: Diagramma delle deformazioni trasversali al picco del campione CT-Cr-2

Dall'analisi dei dati riportati in Tabella 7.5 e del diagramma di Figura 7.9 emerge che, in linea generale, le letture registrate dagli strain gages evidenziano lo sviluppo di deformazioni fortemente non uniformi lungo la superficie del rinforzo. Di conseguenza le deformazioni registrate in corrispondenza del carico di picco, sono sempre mediamente lontane dal valore di deformazione ultima delle fibre, il che può essere dovuto a diverse cause:

- concentrazione di tensioni sulle fibre, dovuta alla fessurazione disomogenea della muratura con conseguente incremento di deformazione per le fibre sovraccaricate lungo una stessa orizzontale; ciò causa la rottura locale di un numero limitato di fibre, prima che tutte abbiano raggiunto la deformazione ultima di rottura (tale fenomeno viene evidenziato dal cosiddetto “scricchiolio” che viene avvertito poco prima della rottura delle fibre);
- la forma della sezione, la quale, determinando concentrazioni di tensione negli spigoli, rende non uniformi le tensioni all'interno del rinforzo;



- lo stato triassiale di tensione cui è sottoposto il rinforzo, il quale è ben diverso dallo stato monoassiale cui è sottoposto il rinforzo durante la prova di caratterizzazione meccanica;
- il non perfetto allineamento delle fibre, specie quando il rinforzo è eseguito secondo la tecnica del wet lay-up.

Entrando nello specifico delle tipologie di rinforzo, è possibile osservare che nel caso dei campioni della serie CT-Gm, la deformazione della rete mediamente registrata alla rottura è pari al 7% del valore ultimo a trazione; ciò è dovuto alla matrice cementizia, la quale, determinando un notevole incremento di rigidità, ha ridotto lo spancamento laterale della muratura ed ha ostacolato l'entrata in carico della rete. Questo ha comportato che, quando si è avuto lo schiacciamento del ringrosso, la rete non era ancora entrata bene in carico per cui si è avuta una crisi di tipo fragile.

Diverso è il comportamento registrato per i campioni rinforzati con CFRP e GFRP. Per questi campioni si è registrata, infatti, una deformazione trasversale del rinforzo, al carico di picco, pari mediamente a circa il 19% per i campioni rinforzati con CFRP ed il 13% per quelli rinforzati con GFRP, anche se localmente si sono raggiunti picchi mediamente attestati intorno al 30%.

Particolarmente interessante è il caso del campione CT-Cr-2; in questo provino lo strain gages n°15 (strain gage centrale dell'allineamento 8), trovandosi proprio in corrispondenza del punto in cui si è attivata la rottura del rinforzo, ha registrato una deformazione al picco pari ad oltre l'80% della deformazione ultima, dimostrando, quindi, che, anche se mediamente le deformazioni registrate sono più basse del valore di crisi per trazione, localmente, nei punti in cui si innesca la rottura, si attingono effettivamente deformazioni prossime a quelle di crisi per trazione (Figura 7.10).



Figura 7.10 - Rottura del tessuto di CFRP sulla faccia 3 del provino CT-Cr-2

7.3. Discussione dei risultati sperimentali sui pilastrini in muratura di mattoni

In questo paragrafo sono riepilogati i risultati ottenuti per i pilastrini in muratura di mattoni secondo la seguente schematizzazione:

- Confronto tra diverse tipologie di rinforzo;
- Incrementi di resistenza a compressione;
- Incrementi di deformazione ultima;
- Analisi delle deformazioni trasversali.



7.3.1. Confronto tra le diverse tipologie di rinforzo

Al fine di poter confrontare gli incrementi di tensione e di deformazione assiale ottenuti con le diverse tipologie di rinforzo, si riportano in Figura 7.11 le curve sperimentali tensione-deformazione ottenute dalle prove sui 15 provini realizzati in muratura di laterizio. Le deformazioni utilizzate per il tracciamento di tali diagrammi sono quelle ottenute dalle letture dei quattro LVDT posizionati su ogni provino, ed in particolare fanno riferimento al valore medio delle deformazioni registrate dagli stessi.

In Figura 7.1, le curve nei toni dell'arancio si riferiscono a provini non confinati, quelle nei toni del verde a provini confinati con GFRP, quelle nei toni del blu a provini confinati con BFRP, quelle nei toni del rosa a provini confinati con rete in GFRP e supporto in malta fibrorinforzata ed, infine, quelle nei toni del grigio ai provini rinforzati con la sola malta fibrorinforzata.

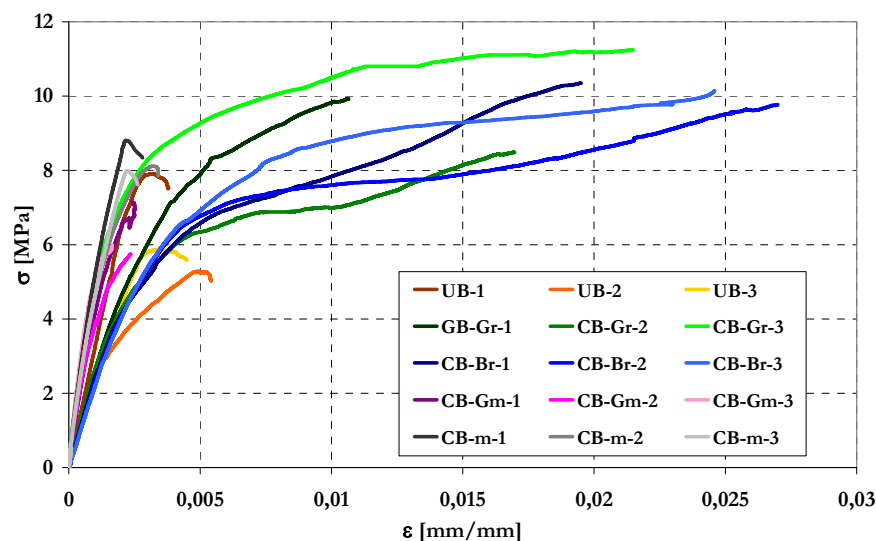


Figura 7.11 - Curve sperimentali tensione-deformazione assiale

Dall'analisi degli andamenti tensione-deformazione riportati in Figura 7.11 è possibile effettuare un primo confronto sul comportamento dei provini in funzione delle tecniche di confinamento previste.

Per tutti i provini caratterizzati da un supporto in resina epossidica, si osserva il tipico andamento tensione-deformazione crescente fino a rottura che contraddistingue la tecnica di confinamento con FRP, in cui il composito esercita, di fatto, una pressione di confinamento sempre crescente al crescere della deformazione laterale della muratura.

Per i provini caratterizzati dal supporto in malta cementizia fibrorinforzata, la curva tensione-deformazione mostra un primo ramo con andamento crescente e pendenza maggiore di quella del provino in muratura non confinato (dovuta al cilindro di malta che riveste il provino), seguito da un secondo ramo a pendenza inferiore, rispetto al primo, sempre crescente, fino ad arrivare alla massima tensione di compressione (f_{mcd}) cui corrisponde la formazione delle fessure responsabili della rottura del rinforzo, raggiunta la quale, si osserva un ramo discendente con pendenza graduale.

Per tali provini, si può osservare che la pendenza del secondo tratto risulta maggiore rispetto ai provini caratterizzati da un supporto in resina, per la maggiore rigidità della malta rispetto alla resina. Questo determina una riduzione della deformazione assiale di picco rispetto al provino con supporto in resina. In particolare, relativamente ai provini rinforzati con sola malta cementizia fibrorinforzata, c'è da dire che i valori di resistenza ultimi raggiunti sono dovuti essenzialmente alle modalità di installazione del rinforzo, infatti in questo caso l'incremento di resistenza a compressione non è più dovuto ad una pressione laterale di confinamento che agisce sulle facce dell'elemento, ma alla resistenza aggiuntiva offerta dal cilindro cavo che riveste il provino.

Le differenze di comportamento appena esposte sono chiaramente riscontrabili analizzando le modalità di rottura osservate sperimentalmente (Figure 7.2-7.6). Infatti per i provini con fibra impregnate in resina epossidica è emersa, in disparati punti del rinforzo, una brusca rottura delle fibre con immediato collasso del sistema, mentre per i provini con un supporto in malta cementizia fibrorinforzata, superato il valore di resistenza a trazione della malta, si è osservata una graduale e uniforme fessurazione della stessa.



Figura 7.12 - Rottura Provino Serie UB



Figura 7.13 - Rottura Provino Serie CB-Gr



Figura 7.14 - Rottura Provino Serie CB-Br



Figura 7.15 - Rottura Provino Serie CB-Gm



Figura 7.16 - Rottura Provino Serie CB-m

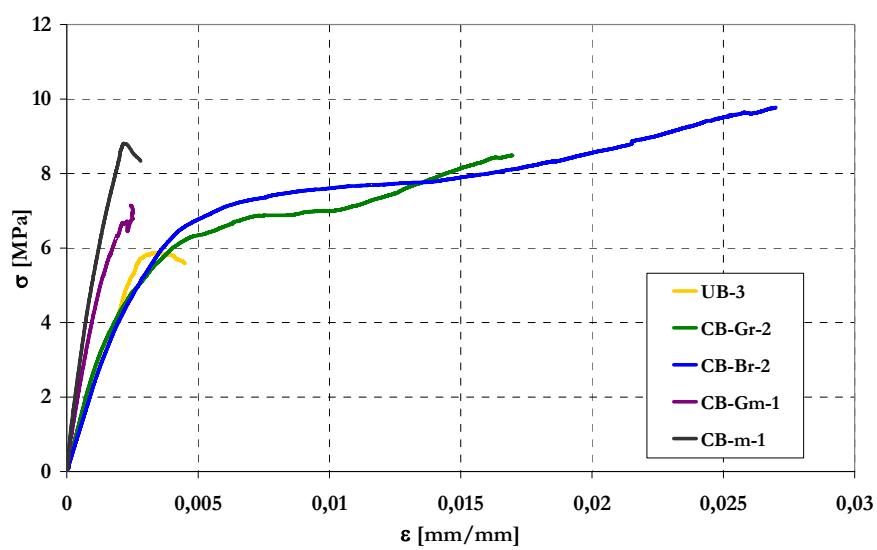


Figura 7.17 - Curve sperimentali tensione-deformazione assiale di un campione per ciascuna serie

Dalla Figura 7.11, emerge, che i provini confinati con la stessa tipologia di materiale, presentano valori delle caratteristiche meccaniche (intese come f_{mcd} , ϵ_{mo} , ed ϵ_{mcu}) molto simili tra loro, per questo motivo (per chiarezza) in Figura 7.17 si riporta solamente la curva tensione-deformazione assiale riferita ad un unico provino per ogni tipologia di confinamento.

Si può osservare, per i provini confinati in malta, come l'incremento di rigidità del primo tratto abbia determinato una riduzione della deformazione assiale di picco rispetto al provino non confinato.

Nella Tabelle 7.6 e 7.7 si riportano la media, lo squarto quadratico medio, il coefficiente di variazione e l'incremento percentuale rispettivamente della resistenza a compressione e della deformazione ultima, distinti per ciascuna tipologia di rinforzo.

Codice rinforzo	Codici provini	Resistenza a compressione					
		f _{m0}	f _{mcd}	Media	SD*	COV	Incr.
		(MPa)	(MPa)	f _{mcd}		(%)	(%)
U	UB-1	7,9	-	-	1,4	22	-
	UB-2	5,3	-				
	UB-3	5,9	-				
G	CB-Gr-1	6,4	9,92	9,9	1,4	14%	56%
	CB-Gr-2		8,49				
	CB-Gr-3		11,24				
B	CB-Br-1		10,35	10,1	0,3	3%	59%
	CB-Br-2		9,77				
	CB-Br-3		10,15				
GRM	CB-Gm-1		6,24	6,9	1,6	23%	8%
	CB-Gm-2		5,64				
	CB-Gm-3		8,68				
RM	CB-m-1		8,81	8,3	0,4	5%	31%
	CB-m-2		8,11				
	CB-m-3		7,99				
$*: SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_m)^2}{n - 1}}$							

Tabella 7.10 - Riepilogo delle resistenze a compressione



Codice rinforzo	Codici provini	Deformazione assiale ultima					
		ε_{m0}	ε_{mCu}	Media	SD*	COV	Incr.
		(-)	(-)	ε_{mCu}		(%)	(%)
U	UB-1	0,004	-	-	0,0008	18%	-
	UB-2	0,005	-				
	UB-3	0,005	-				
G	CB-Gr-1	0,005	0,011	0,016	0,0054	33%	259%
	CB-Gr-2		0,017				
	CB-Gr-3		0,021				
B	CB-Br-1		0,020	0,023	0,0035	15%	413%
	CB-Br-2		0,026				
	CB-Br-3		0,025				
GRM	CB-Gm-1		0,002	0,003	0,0002	9%	-45%
	CB-Gm-2		0,002				
	CB-Gm-3		0,003				
RM	CB-m-1		0,003	0,003	0,000	14%	-36%
	CB-m-2		0,003				
	CB-m-3		0,003				
*: $SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \varepsilon_m)^2}{n-1}}$							

Tabella 7.7 - Riepilogo delle deformazioni assiali ultime

7.3.2. Incrementi in termini di resistenza a compressione

Dall'analisi del grafico di Figura 7.17 e dei risultati riportati in Tabella 7.6, emerge che:

- I provini confinati con tessuto unidirezionale in fibre di vetro con supporto in resina epossidica presentano un incremento della resistenza media a compressione pari al 56% rispetto a quella del provino non

confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 1,4 e un coefficiente di variazione del 14%;

- I provini confinati con tessuto unidirezionale in fibre di basalto con supporto in resina epossidica presentano un incremento della resistenza media a compressione pari al 59% rispetto a quella del provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,3 e un coefficiente di variazione del 3%;
- I provini confinati con GFRP Grid e supporto in malta fibrorinforzata, presentano un incremento della resistenza media a compressione di gran lunga inferiore a quella ottenuta dagli altri provini, pari all'8% rispetto a quella del provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 1,6 e un coefficiente di variazione del 23%, quindi una dispersione dei risultati maggiore;
- I provini confinati con sola malta cementizia fibrorinforzata RM, presentano un incremento della resistenza media a compressione pari al 31% rispetto a quella del provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,4 e un coefficiente di variazione del 5%. Si ricorda, che per questo sistema di confinamento, l'incremento di resistenza ottenuto è dovuto ad un diverso funzionamento del rinforzo.

Da quanto sopra, si evince che i provini confinati con BFRP presentano incremento della resistenza a compressione media maggiore rispetto a tutti gli altri provini; mentre i provini confinati GFRP Grid e supporto in malta fibrorinforzata presentano i valori più bassi di incremento di resistenza media, dovuti alle minori deformazioni ultime raggiungibili dal supporto.

7.3.3. Incremento in termini di deformazione verticale

Dall'analisi del grafico di Figura 7.17 e dei risultati riportati in Tabella 7.7, emerge che:

- I provini confinati con tessuto unidirezionale in fibra di vetro con supporto in resina epossidica, presentano un incremento medio di deformazione assiale ultima pari al 259% rispetto al provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,0054 e un coefficiente di variazione pari al 33%;



- I provini confinati con tessuto unidirezionale in fibra di basalto con supporto in resina epossidica, presentano un incremento medio di deformazione assiale ultima pari al 413% rispetto al provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,0035 e un coefficiente di variazione pari al 15%;
- I provini confinati con GFRP Grid e supporto in malta fibrorinforzata, presentano un decremento medio di deformazione assiale ultima pari al 45% rispetto al provino non confinato, con uno scarto quadratico medio pari a 0,0002 e un coefficiente di variazione pari al 9%;
- I provini confinati con sola malta cementizia fibrorinforzata presentano un decremento medio di deformazione assiale ultima pari al 36% con scarto quadratico medio pari a 0,0004 e coefficiente di variazione pari al 14%.

Da quanto sopra, si evince che i provini confinati con la malta, sia con rete che senza presentano un decremento di deformazione assiale ultima, dovuta all'incremento di rigidità iniziale che pur determinando un incremento di resistenza decrementa le deformazioni. Per quanto concerne i provini con supporto in resina si osserva un incremento di deformazione ultima maggiore per i provini confinati in BFRP rispetto a quelli confinati in GFRP di circa il 43%.

7.3.4. Analisi delle deformazioni trasversali

Per quanto concerne le deformazioni trasversali, si riportano, in Tabella 7.8, i valori delle deformazioni ultime ε_{fu} registrate dagli strain-gauges, organizzate secondo le medie definite al paragrafo 7.1, per i provini confinati con GFRP, BFRP e rete preformata in GFRP. Nella stessa Tabella si riportano, relativamente alla Media 1, anche il valore dello scarto quadratico medio (SD) e del coefficiente di variazione (COV).

Dalla Tabella 7.8 si evince che con riferimento alla linea di mezzeria si sono attinti valori di ε_{fu} appartenenti ad un intervallo variabile tra lo 0,05% e l'1,1% per le tre diverse tipologie di rinforzo, con valori del coefficiente di variazione molto alti.

Codice rinforzo	Codici provini	Deformazioni trasversali					
		ε_{fu}			M1 (Tutti)		
		M2 (1/2 H)	M3 (3/4 H)	M4 (H/4)	ε_{fu}	SD	COV (%)
G	CB-Gr-1	0,005	0,004	0,006	0,005	0,001	17%
	CB-Gr-2	0,005	0,003	0,006	0,005	0,002	39%
	CB-Gr-3	0,010	0,008	0,007	0,009	0,001	15%
B	CB-Br-1	0,010	0,004	0,010	0,008	0,004	46%
	CB-Br-2	0,011	0,012	0,009	0,011	0,001	12%
	CB-Br-3	0,008	0,004	0,007	0,006	0,002	28%
GRM	CB-Gm-1	0,004	0,001	0,002	0,002	0,001	63%
	CB-Gm-2	0,0005	0,001	0,0003	0,001	0,000	49%
	CB-Gm-3	0,001	0,000	0,001	0,001	0,000	48%

Tabella 7.8 - Valori delle deformazioni ultime

In Tabella 7.9 viene riportato il fattore di riduzione Δ , definito secondo la relazione [7.1].

Codice rinforzo	Codici provini	Deformazioni trasversali					
		ε_{fu}			MEDIA	ε_{fk}	Δ
		M2 (1/2 H)	M3 (3/4 H)	M4 (H/4)	M1 (Tutti)		(%)
G	CB-Gr-1	0,005	0,004	0,006	0,005	0,021	24%
	CB-Gr-2	0,005	0,003	0,006	0,005	0,021	23%
	CB-Gr-3	0,010	0,008	0,007	0,009	0,021	41%
B	CB-Br-1	0,010	0,004	0,010	0,008	0,020	40%
	CB-Br-2	0,011	0,012	0,009	0,011	0,020	54%
	CB-Br-3	0,008	0,004	0,007	0,006	0,020	32%
GRM	CB-Gm-1	0,004	0,001	0,002	0,002	0,020	11%
	CB-Gm-2	0,0005	0,001	0,0003	0,001	0,020	3%
	CB-Gm-3	0,001	0,000	0,001	0,001	0,020	5%

Tabella 7.9 - Fattore di riduzione Δ



Al fine di rappresentare in modo chiaro il quadro delle deformazioni lette dagli strain gages trasversali, si è deciso di individuare 12 allineamenti, tre su ciascuna faccia del campione, così come individuato in Figura 7.18.

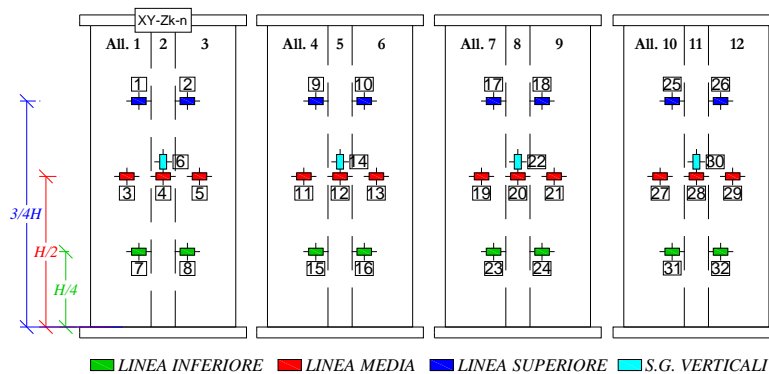


Figura 7.18: Individuazione degli allineamenti per i campioni in muratura di mattoni

Dall'analisi di Figura 7.18, appare chiaro che in corrispondenza degli allineamenti 1,3,4,6,7,9,10,12 sono presenti tre strain gages: uno nella zona superiore del provino (evidenziato in blu), uno nella zona centrale del provino (evidenziato in rosso), ed uno nella zona inferiore del provino (evidenziato in verde).

La definizione di questi allineamenti ha consentito di rappresentare in modo sintetico, per ciascun provino, le letture registrate da tutti gli strain gages trasversali ad esso applicati: i valori di deformazioni registrati dai vari strain gages, rapportati alla deformazione ultima a trazione dell'FRP, sono stati, infatti, riportati in corrispondenza di ciascun allineamento, utilizzando il colore blu per i punti rappresentativi degli strain gages superiori, il colore rosso per i punti rappresentativi degli strain gages centrali ed il colore verde per i punti rappresentativi degli strain gages inferiori. Con questa notazione ciascun punto sul diagramma è immediatamente riconducibile allo strain gage che rappresenta.

In aggiunta ai punti sperimentali sono state inserite, in ciascun diagramma, 4 linee orizzontali che indicano il livello di deformazione attinto mediamente

nella fascia superiore del provino (in blu), in quella centrale (in rosso), in quella inferiore (in verde), nonché quella complessiva (in fucsia). In Figura 7.19 è riportato il diagramma relativo al campione CB-Br-3, mentre la raccolta completa di tutti i diagrammi fin qui descritti è riportata in Appendice B.

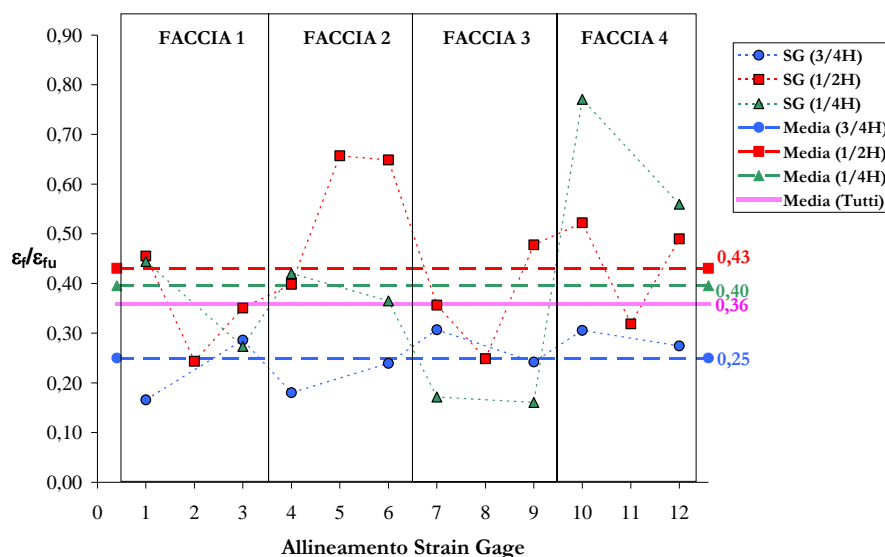


Figura 7.19: Diagramma delle deformazioni trasversali al picco del campione CB-Br-3

Dall'analisi dei dati riportati in Tabella 7.9 e del diagramma di Figura 7.19 emerge che, in linea generale, le letture registrate dagli strain gages evidenziano lo sviluppo di deformazioni fortemente non uniformi lungo la superficie del rinforzo. Di conseguenza le deformazioni registrate in corrispondenza del carico di picco, sono sempre mediamente lontane dal valore di deformazione ultima delle fibre, il che può essere dovuto a diverse cause:

- concentrazione di tensioni sulle fibre, dovuta alla fessurazione disomogenea della muratura con conseguente incremento di deformazione per le fibre sovraccaricate lungo una stessa orizzontale; ciò causa la rottura locale di un numero limitato di fibre, prima che tutte abbiano raggiunto la deformazione ultima di rottura (tale fenomeno viene evidenziato dal cosiddetto “scricchiolio” che viene avvertito poco prima della rottura delle fibre);



- la forma della sezione, la quale, determinando concentrazioni di tensione negli spigoli, rende non uniformi le tensioni all'interno del rinforzo;
- lo stato triassiale di tensione cui è sottoposto il rinforzo, il quale è ben diverso dallo stato monoassiale cui è sottoposto il rinforzo durante la prova di caratterizzazione meccanica;
- il non perfetto allineamento delle fibre, specie quando il rinforzo è eseguito secondo la tecnica del wet lay-up.

Entrando nello specifico delle tipologie di rinforzo, è possibile osservare che nel caso dei campioni della serie CB-Gm, la deformazione della rete mediamente registrata alla rottura è pari al 6% del valore ultimo a trazione; ciò è dovuto alla matrice cementizia, la quale, determinando un notevole incremento di rigidità, ha ridotto lo spanciamiento laterale della muratura ed ha ostacolato l'entrata in carico della rete. Questo ha comportato che, quando si è avuto lo schiacciamento del ringrosso, la rete non era ancora entrata bene in carico per cui si è avuta una crisi di tipo fragile.

Diverso è il comportamento registrato per i campioni rinforzati con GFRP e BFRP. Per questi campioni si è registrata, infatti, una deformazione trasversale del rinforzo, al carico di picco, pari mediamente a circa il 29% per i campioni rinforzati con GFRP ed il 42% per quelli rinforzati con BFRP, anche se localmente si sono raggiunti picchi mediamente attestati intorno al 50%.

In tutti i rinforzi si è assistito al raggiungimento in diversi punti di valori molto elevati della deformazione nel rinforzo, il che testimonia il fatto che se anche mediamente le deformazioni registrate sono più basse del valore di crisi per trazione, nei punti in cui si innesca la rottura si ottengono effettivamente deformazioni prossime a quelle di crisi per trazione.



Capitolo 8

Confronti teorico-sperimentale

8.1. Premessa

In letteratura sono presenti diversi modelli analitici per la determinazione del legame tensione-deformazione sia per la muratura priva di rinforzo che per la muratura confinata.

In questo capitolo sono stati approfonditi alcuni dei modelli analitici presenti in letteratura al fine di predire la curva teorica tensione-deformazione. Le curve ottenute attraverso tali modelli sono state confrontate con le curve sperimentali tensione-deformazione al fine di individuare il modello più appropriato a cogliere i risultati sperimentali.

Il modulo elastico della muratura non confinata (E_m) è stato determinato, in base alle prescrizioni proposte all'ACI 440.2R-07, come la tangente dell'angolo formato dalla retta passante per il 20% e il 60% della resistenza a compressione della muratura non confinata :

$$E = \frac{(N_{mdo})_{60\%} - (N_{mdo})_{20\%}}{((\varepsilon_{mo})_{60\%} - (\varepsilon_{mo})_{20\%}) \cdot A} \quad [8.1]$$

8.2. Muratura non confinata

Per quanto concerne la muratura non confinata, sono presenti in letteratura formulazioni che permettono di valutarne il diagramma tensione deformazione adimensionalizzati rispetto ai valori caratteristici della resistenza a compressione.

Nel caso di muratura non confinata sono stati analizzati i seguenti modelli:

- Relazione proposta da Turnesek-Cacovic (1970);

- Relazione proposta da Arya-Hegemier (1978);
- Relazione proposta da Sawko (1982);
- Relazione proposta dall'ANDIL;
- Relazione proposta dall'Eurocodice 6.

Nella Tabella 8.1 vengono riepilogate le relazioni proposte dagli autori sopra citati (la trattazione completa di tali relazioni è stata discussa nel paragrafo 5.1.2).

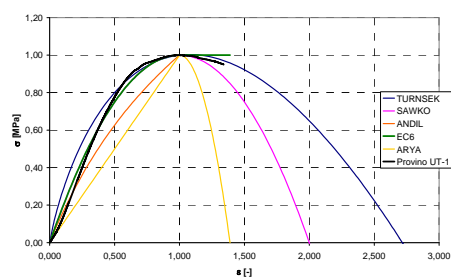
Autore	Modello proposto
Turnesek-Cacovic	$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 6,4 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right) - 5,4 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^{1,17}$
Arya-Hegemier	$\frac{\sigma}{f_{mo}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{m0}$
	$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 1 - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{mo}}{\varepsilon_{mu} - \varepsilon_{mo}} \right)^2 \quad \text{per } \varepsilon_{m0} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$
Sawko	$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^2$
ANDIL	$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 3,4142 \cdot \left[1 - \left(1 + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^{-0,5} \right]$
Eurocodice 6	$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{mo}} \right)^2 \quad \text{per } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{m0}$
	$\frac{\sigma}{f_{mo}} = 1 \quad \text{per } \varepsilon_{m0} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{mu}$

Tabella 8.1 - Equazioni modelli analitici muratura non confinata

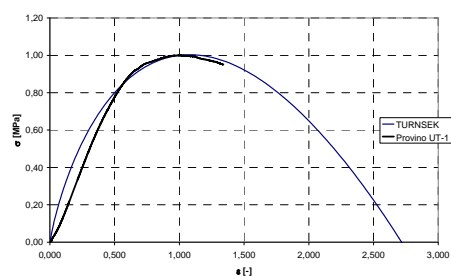
Sulla base di tali equazioni sono state ottenute le curve teoriche tensione-deformazione per i diversi modelli analizzati; tali curve sono state confrontate con le curve sperimentali tensione-deformazione relative ai provini di muratura



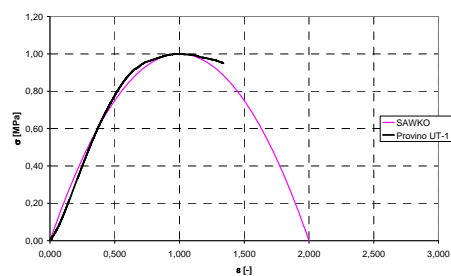
non confinata. Per eseguire il confronto è stata considerata una delle tre curve sperimentali dei provini esaminati, la quale è stata adimensionalizzata rispetto ai propri valori di resistenza a compressione di picco e relativa deformazione.



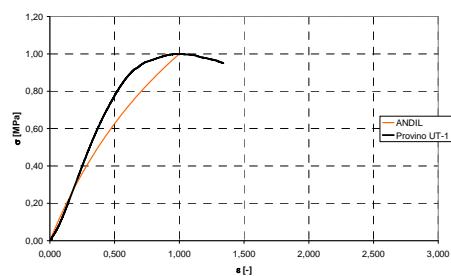
Curve teoriche



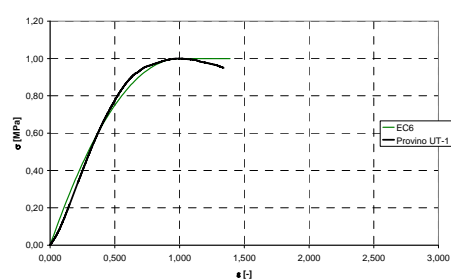
Modello Turnsek-Cacovic



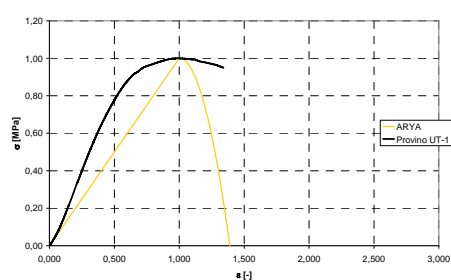
Modello Sawko



Modello ANDIL

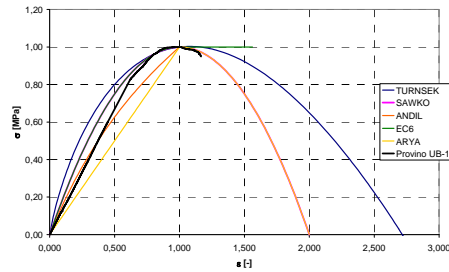


Modello Eurocodice 6

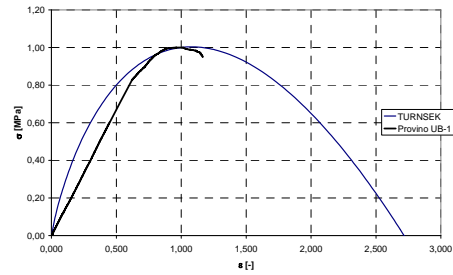


Modello Arya-Hegemier

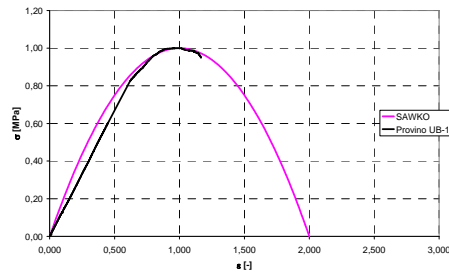
Figura 8.1 - Curve teoriche tensione-deformazione per i campioni in muratura di tufo



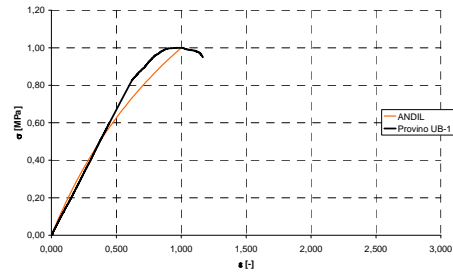
Curve teoriche



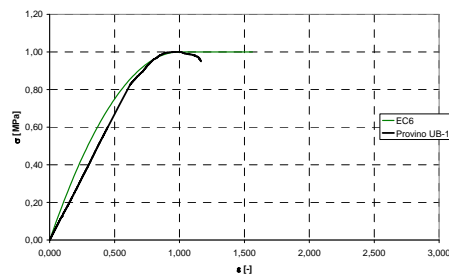
Modello Turnsek-Cacovic



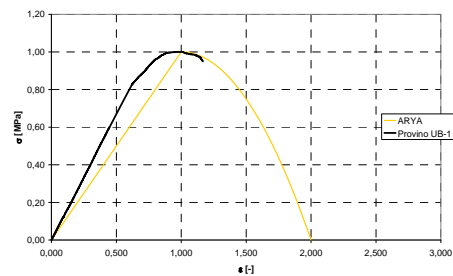
Modello Sawko



Modello ANDIL



Modello Eurocodice 6



Modello Arya-Hegemier

Figura 8.2 - Curve teoriche tensione-deformazione per i campioni in muratura di mattoni

Come parametro di confronto tra la curva sperimentale e quelle teoriche, è stata utilizzata la pendenza α del primo tratto del diagramma, calcolato utilizzando la seguente espressione:



$$\alpha = \frac{\left(\left(\sigma / f_{mo} \right)_{60\%} - \left(\sigma / f_{mo} \right)_{40\%} \right)}{\left(\left(\varepsilon / \varepsilon_{mo} \right)_{60\%} - \left(\varepsilon / \varepsilon_{mo} \right)_{40\%} \right)} \quad [8.2]$$

Nella Tabella 8.2 seguente vengono confrontati il valore di α del provino non confinato con quelli ottenuti dai modelli proposti, valutando l'errore percentuale attraverso la seguente relazione:

$$\Delta[\alpha] = \frac{\alpha^T - \alpha^S}{\alpha^S} \cdot 100 \quad [8.3]$$

nella quale gli apici T ed S rappresentano rispettivamente il valore teorico e quello sperimentale).

Sperimentale	Turnsek		Sawko		Andil		EC 6		Arya	
α^S	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$
		(%)		(%)		(%)		(%)		(%)
1,69	1,47	-13%	1,42	-16%	1,06	-37%	1,42	-16%	1,00	-41%

Tabella 8.2 - Errore percentuale modelli analitici per i campioni in muratura di tufo

Sperimentale	Turnsek		Sawko		Andil		EC 6		Arya	
α^S	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$	α^T	$\Delta[\alpha]$
		(%)		(%)		(%)		(%)		(%)
1,37	1,47	-6%	1,48	6%	1,06	-18%	1,41	2%	1,00	-22%

Tabella 8.3 - Errore percentuale modelli analitici per i campioni in muratura di mattoni

Dall'analisi dei grafici delle Figure 8.1 e 8.2 e delle Tabella 8.2 e 8.3 si nota che sia per la muratura di tufo che per quella di mattoni, i modelli analitici che meglio interpretano il legame tensione-deformazione della muratura non confinata sono quelli proposti da Turnsek-Cacovic, da Sawko e dall'Eurocodice 6.

8.3. Muratura confinata

Il programma sperimentale condotto comprende provini confinati con due diverse tecniche di confinamento passivo:

Fasciatura con materiali compositi:

- Provini confinati con tessuto unidirezionale in fibre di carbonio con supporto in resina epossidica;
- Provini confinati con tessuto unidirezionale in fibre di vetro con supporto in resina epossidica;
- Provini confinati con tessuto unidirezionale in fibre di basalto con supporto in resina epossidica;
- Provini confinati con rete preformata in fibre di vetro con supporto in malta fibrorinforzata.

Incamiciatura in malta fibrorinforzata:

- Provini confinati con incamiciatura in malta fibrorinforzata;

8.3.1. Muratura confinata: fasciatura con materiali compositi

Nel caso di muratura confinata sono state analizzate le seguenti relazioni:

- Relazione proposta dalla CNR-DT200/2004;
- Relazione proposta da Krevaiakas et al.

Da un punto di vista analitico, gli incrementi della resistenza assiale di un elemento confinato sono comunemente calcolati mediante le seguenti espressioni:

$$f_{mc} = f_{m0} + k' f_{l,eff} \quad [8.4]$$

nelle quali f_{m0} rappresenta la resistenza a compressione di elementi non rinforzati, $f_{l,eff}$ rappresenta la pressione efficace di confinamento massima che il rinforzo in FRP è in grado di applicare, k' è un coefficiente adimensionale da calibrare sulla base delle risultanze sperimentali.



Tale relazione è fortemente dipendente dalla calibrazione del coefficiente sperimentale k' e dalla valutazione della pressione efficace di confinamento $f_{l,eff}$; per tutti e due i parametri sono state effettuate diverse proposte.

Per quanto riguarda, il coefficiente k' , ad esempio, le linee guida del CNR DT200-2004, basandosi sulla considerazione che l'effetto confinante è tanto maggiore quanto minore è il numero di vuoti, hanno proposto di valutare tale coefficiente attraverso la seguente formula:

$$k' = \frac{g_m}{1000} \quad [8.5]$$

nella quale g_m rappresenta la densità di massa espressa in kg/m^3 . E' importante sottolineare che la calibrazione di questa espressione è stata basata su informazioni desunte da ricerche sul calcestruzzo confinato, dal momento che non sono disponibili dati sufficienti sulla muratura.

Diversi gruppi di ricerca hanno tentato, inoltre, di calibrare il coefficiente k' utilizzando i risultati di campagne sperimentali, anche se i valori proposti, derivando da campagne sperimentali che, per quanto vaste, consentono di studiare solo alcune tipologie di murature, sono abbastanza differenti l'uno dall'altro.

Per quanto riguarda, invece, la definizione della pressione di confinamento efficace, $f_{l,eff}$, dovuta all'azione di un rinforzo in FRP, le linee guida DT200-2004 propongono, come già detto (cfr. Capitolo5), la seguente relazione:

$$f_{l,eff} = \frac{1}{2} k_{eff} \rho_f E_f \varepsilon_{f,u} \quad [8.6]$$

la quale è basata su un modello semplificato, schematicamente riportato in Tabella 8.4 che porta in conto un valore medio della pressione laterale che si sviluppa nella muratura per effetto del confinamento.

Nell'ambito del presente studio sono stati messi a sistema i risultati ottenuti dalla campagna sperimentale condotta con quelli provenienti da altre campagne sperimentali.

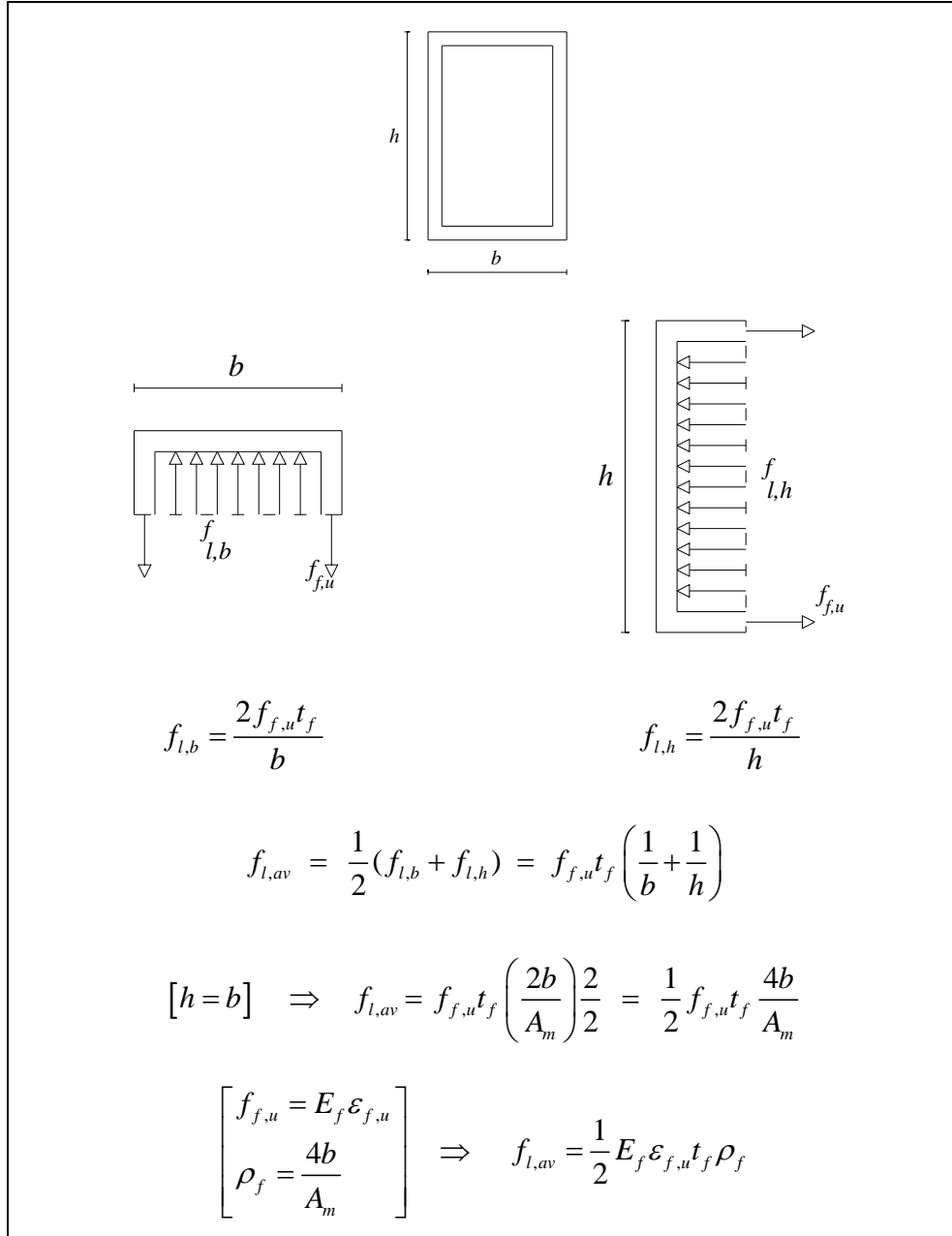


Tabella 8.4- Modello semplificato del calcolo della pressione laterale

In particolare, per quanto riguarda i campioni in muratura di tufo giallo sono stati presi in considerazione le prove condotte da Faella et al. (2004) sullo stesso materiale, mentre per quelli in muratura di mattoni sono stati considerati sia le prove condotte da Faella et al. (2005) su muratura in laterizio, che quelle condotte da Krevaiakas et al. (2005).

Per poter effettuare un confronto tra i dati sperimentali e i valori teorici è stato necessario calcolare innanzitutto i valori della pressione laterale di confinamento f_l per i provini oggetto della campagna sperimentale seguendo la formulazione proposta dalle Linee Guida CNR-DT 200/2004 per le sezioni rettangolari:

$$f_l = \frac{(b+d)}{b \cdot d} \cdot t_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,rid} \quad [8.7]$$

Muratura	Rinforzo	b	d	t_f	E_f	$\varepsilon_{f,rid}$	f_l
		(mm)	(mm)	(mm)	(GPa)	(MPa)	(MPa)
Tufo	Carbonio	228	228	0,167	228	0,015	4,97
	Vetro	228	228	0,48	69	0,020	5,79
Mattoni	Vetro	265	265	0,48	69	0,020	4,98
	Basalto	265	265	0,24	91	0,018	5,93

Tabella 8.5- Calcolo della pressione laterale di confinamento

Nota la pressione di confinamento, è stato possibile calcolare la pressione laterale di confinamento $f_{l,eff}$ attraverso la seguente relazione:

$$f_{l,eff} = k_H \cdot k_V \cdot f_l \quad [8.8]$$

nella quale k_H è calcolato attraverso la seguente formula:

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3 \cdot A_m} \quad [8.9]$$

i cui termini sono desumibili dalla Figura 8.3, mentre:

$$k_V = 1 \quad [5.1]$$

dal momento che il confinamento si sviluppa a tutt'altezza.

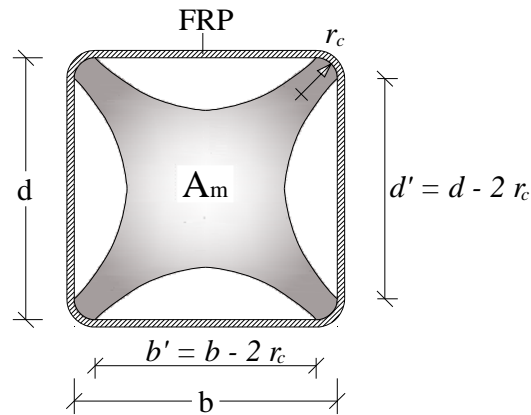


Figura 8.3 - Pressione laterale di confinamento

In Tabella 8.6 si riportano i termini necessari al calcolo del fattore di efficienza orizzontale k_H , mentre in Tabella 8.7 si riportano i termini necessari al calcolo della pressione laterale di confinamento efficace $f_{l,eff}$.

Muratura	Rinforzo	b	d	r_c	b'	d'	A_m	k_H
		mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	
Tufo	Carbonio	228	228	20	188	188	51984	0,55
	Vetro	228	228	20	188	188	51985	0,55
Mattoni	Vetro	265	265	20	225	225	70225	0,52
	Basalto	265	265	20	225	225	70225	0,52

Tabella 8.6- Calcolo del fattore di efficienza orizzontale del confinamento



Muratura	Rinforzo	k_H	k_V	f_l (MPa)	$f_{l,eff}$ (MPa)
<i>Tufo</i>	<i>Carbonio</i>	0,55	1	4,97	2,73
	<i>Vetro</i>	0,55	1	5,79	3,18
<i>Mattoni</i>	<i>Vetro</i>	0,52	1	4,98	2,59
	<i>Basalto</i>	0,52	1	5,93	3,08

Tabella 8.7- Calcolo della pressione efficace di confinamento

Nelle Tabelle 8.8 e 8.9, rispettivamente per i campioni in muratura di tufo ed in muratura di mattoni, si riepilogano i valori dei rapporti f_{mc}/f_{m0} e $f_{l,eff}/f_{m0}$ relativi sia ai provini oggetto della sperimentazione, sia a quelli relativi ai campioni testati nell'ambito delle campagne sperimentali condotte da Faella et al. e da Krevaikas et al.

Tipologia Muratura	Autore	Codice provino	$f_{l,eff}/f_{m0}$	f_{mc}/f_{m0}
<i>Tufo</i>	<i>Sperimentazione Attuale (FRP)</i>	CT-Cr-1	0,7520	1,104
		CT-Cr-2	0,7431	1,168
		CT-Cr-3	0,7505	1,170
		CT-Gr-1	0,8926	1,088
		CT-Gr-2	0,8837	1,104
		CT-Gr-3	0,8430	1,113
	<i>Sperimentazione Attuale (GFRP grid)</i>	CT-Gm-1	0,0778	1,480
		CT-Gm-2	0,0782	1,542
		CT-Gm-3	0,0779	1,933
	<i>Faella et al. (FRP)</i>	T13G1	0,709	1,220
		T14G1	0,709	1,329
		T15G1	0,711	1,325
		T16G2	1,448	2,020
		T17G2	1,396	2,023
		T18G2	1,442	1,892

Tabella 8.8- Risultati sperimentali relativi a prove su muratura in tufo

Tipologia Muratura	Autore	Codice provino	$f_{l,eff} / f_{m0}$	f_{mc} / f_{m0}
Mattoni	Sperimentazione Attuale (FRP)	CB-Gr-1	0,4053	1,553
		CB-Gr-2	0,4015	1,329
		CB-Gr-3	0,4033	1,760
		CB-Br-1	0,4802	1,621
		CB-Br-2	0,4829	1,530
		CB-Br-3	0,4829	1,589
	Sperimentazione Attuale (GFRP grid)	CB-Gm-1	0,036	1,118
		CB-Gm-2	0,036	0,900
		CB-Gm-3	0,036	0,936
	Faella et al. (FRP)	B04G1	0,202	1,411
		B05G1	0,199	1,501
		B06G1	0,204	1,660
		B07G2	0,403	1,704
		B08G2	0,410	1,879
		B09G2	0,404	1,483
		B13GB1	0,270	1,560
		B14GB1	0,270	1,437
		B15GB1	0,270	1,409
		B16GB2	0,546	1,688
		B17GB2	0,547	1,817
		B18GB2	0,538	1,895
	Krevaikas et al. (FRP)	C1_1_R10	0,328	1,129
		C2_1_R10	0,656	1,402
		C3_1_R10	0,984	2,106
		G5_1_R10	1,484	3,314
		C1_1_R20	0,429	1,398
		C2_1_R20	0,858	1,981
		C3_1_R20	1,287	2,874
		G5_1_R20	1,941	3,717
		C2_1,5_R10	0,833	1,789
		C3_1,5_R10	1,250	2,600
		G5_1,5_R10	1,885	3,665
		C2_2_R10	0,579	1,899
		C3_2_R10	0,869	1,932
		G5_2_R10	1,310	2,868

Tabella 8.9- Risultati sperimentali relativi a prove su muratura in mattoni



I punti sperimentali ottenuti sono stati inizialmente analizzati distinguendoli per tipologia di muratura e matrice di rinforzo.

In questo senso, per quanto riguarda i campioni in muratura di tufo rinforzati con FRP, i punti sperimentali a disposizione sono stati riportati in Figura 8.4.

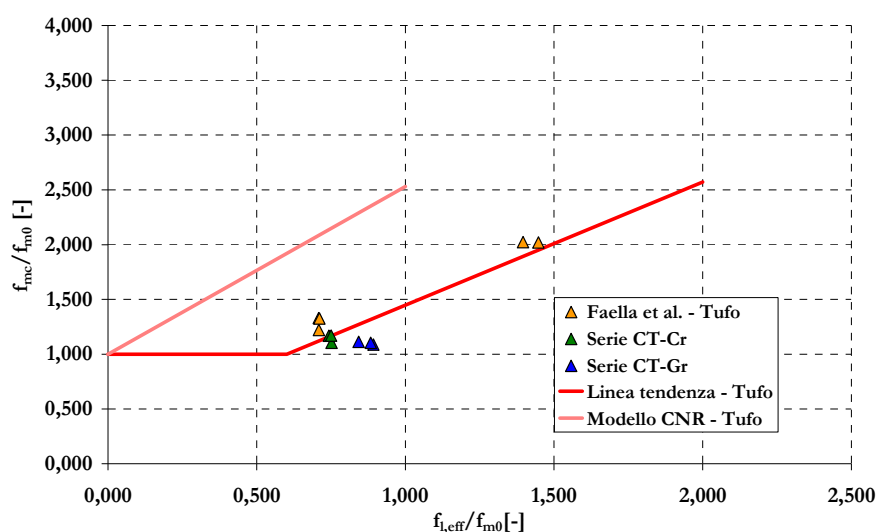


Figura 8.4 - Punti sperimentali relativi a campioni in muratura di tufo confinati e modello analitico proposto

In tale grafico è riportata, oltre ai punti sperimentali un'interpolazione lineare degli stessi, la quale è stata basata su un approccio del tutto analogo a quello seguito da Krevaiakas et al. In particolare, basandosi sulla considerazione che per piccolissime quantità di FRP applicato, l'effetto confinante risulta nullo, si è fatto riferimento ad un modello analitico costituito da una spezzata costituita da un primo tratto orizzontale che passa per l'ordinata 1 ed un secondo tratto linearmente crescente (Figura 8.5). Ne deriva che il legame tra $f_{l,eff}$ e f_{mc} è definito secondo un'espressione del tipo:

$$\begin{cases} \frac{f_{mc}}{f_{m0}} = 1 \\ \frac{f_{mc}}{f_{m0}} = \alpha + k \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{se } \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \leq \frac{1-\alpha}{k} \\ \text{se } \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \geq \frac{1-\alpha}{k} \end{matrix} \quad [8.9]$$

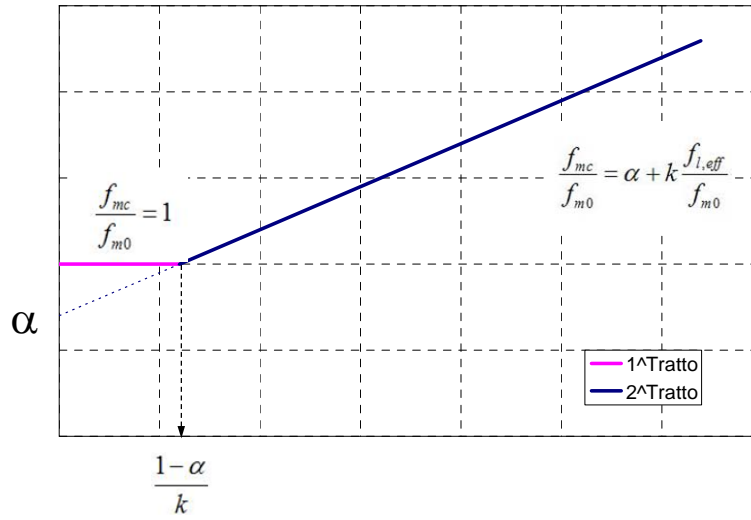


Figura 8.5 - Modello proposto da Krevaiakas et al.

In seguito alla calibrazione si sono ottenuti i seguenti risultati:

$$\begin{cases} k' = 1,12 \\ \alpha = 0,32 \end{cases} \quad [8.10]$$

per cui le equazioni si sono specializzate nelle seguenti:

$$\begin{cases} \frac{f_{mc}}{f_{m0}} = 1 \\ \frac{f_{mc}}{f_{m0}} = 0,32 + 1,12 \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{se } \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \leq 0,60 \\ \text{se } \frac{f_{l,eff}}{f_{m0}} \geq 0,60 \end{matrix} \quad [8.11]$$



Per quanto riguarda, invece, i campioni in muratura di mattoni rinforzati con FRP, in Figura 8.6 sono riportati, oltre ai punti sperimentali selezionati, sia il modello analitico proposto da Kreaikas et al., sia la formulazione consigliata dalle Linee Guida CNR DT-200/2004.

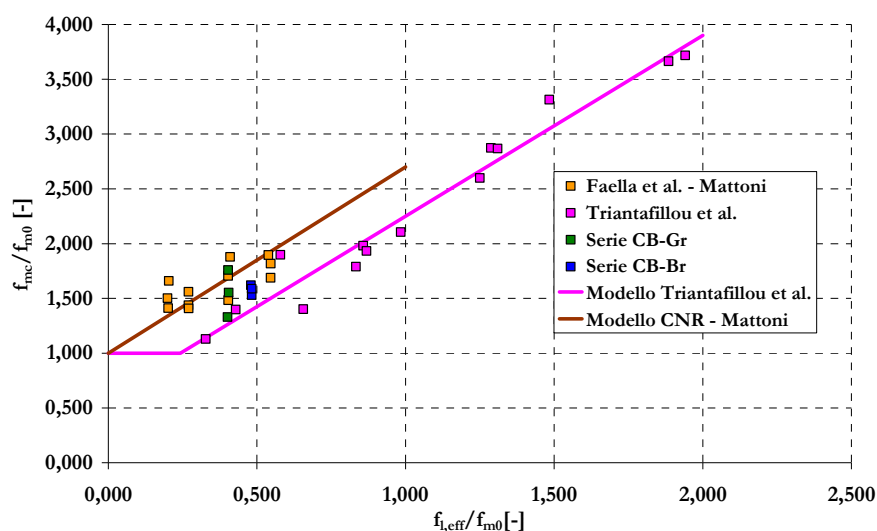


Figura 8.6 - Punti sperimentali relativi a campioni in muratura di mattoni confinati e modello analitici proposti

Relativamente ai campioni rinforzati con rete preformata in fibra di vetro e supporto in malta fibrorinforzata, infine, in Figura 8.7 sono riportati i punti sperimentali a disposizione e la formulazione consigliata dalle Linee Guida CNR DT-200/2004.

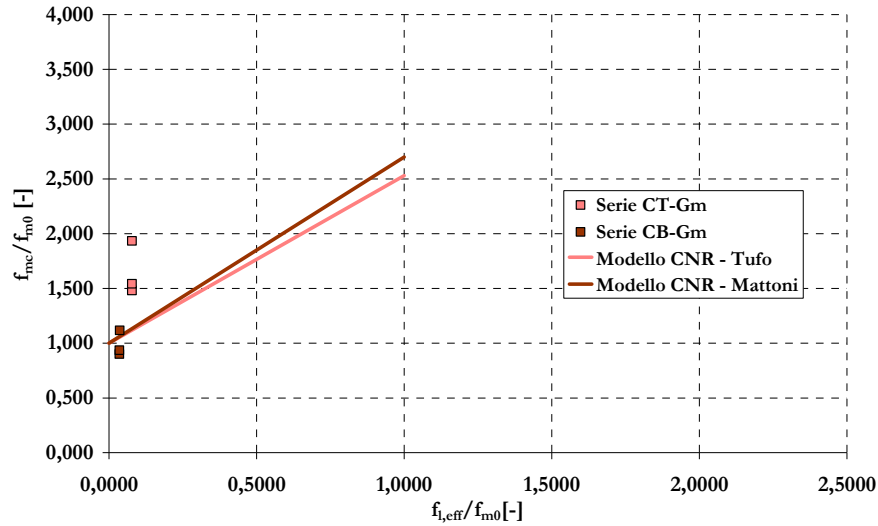


Figura 8.7 - Punti sperimentali relativi a campioni in muratura di mattoni confinati e modello analitici proposti

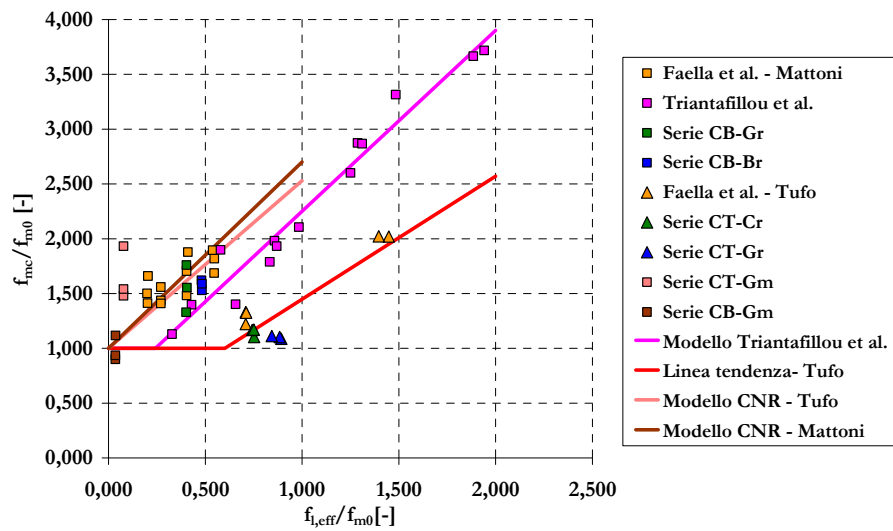


Figura 8.8 - Punti sperimentali relativi a campioni in muratura di mattoni confinati e modello analitici proposti



Dall'analisi di Figura 8.4 è possibile desumere che:

- I risultati ottenuti dalla campagna sperimentale condotta sono, in generale, in linea con quelli ottenuti da Faella et al.; in particolare il fatto che i punti sperimentali ottenuti dalla campagna sperimentale siano leggermente più bassi rispetto a quelli di Faella et al. è da imputare alla diversa tipologia di tessitura muraria: i campioni testati sono stati realizzati con la tipologia a sacco, per cui erano caratterizzati da un più basso grado di compattazione del materiale, il quale ha ridotto l'efficacia del confinamento;
- I punti sperimentali sono lontani dalla curva analitica proposta dal CNR; in particolare i valori della resistenza f_{mc} previsti dalla formula del CNR DT-200/2004 arrivano ad essere il doppio rispetto ai valori registrati sperimentalmente;
- Il modello analitico tarato sulla base delle risultanze sperimentali a disposizione conferma la considerazione fatta da Krevaiikas et al. sull'inefficacia dell'effetto confinante di piccole quantità di FRP applicato.

Dall'analisi di Figura 8.6 è possibile desumere che:

- I risultati ottenuti dalla campagna sperimentale condotta sono in linea con quelli ottenuti da Faella et al., mentre esiste una certa discrepanza con i punti sperimentali forniti da Krevaiikas et al.;
- I risultati della campagna sperimentale e quelli ottenuti da Faella et al. si addensano intorno alla curva analitica proposta dal CNR DT-200/2004; in particolare l'errore nella previsione della resistenza f_{mc} si aggira mediamente intorno al 5% in eccesso; i punti sperimentali ottenuti da Krevaiikas et al., invece, ricadono tutti al di sotto della curva proposta dal CNR DT-200/2004 e vengono previsti dalla stessa con un errore in eccesso che si aggira mediamente intorno al 20% in eccesso;
- Il modello analitico proposto da Krevaiikas et al. tende a sottostimare i valori della resistenza a compressione f_{mc} ottenuti dalle prove della campagna sperimentale condotta da Faella et al.; l'errore nella previsione, che è sempre in difetto, si aggira mediamente oltre il 20%.

Dall'analisi di Figura 8.7 è possibile desumere che:

- Il modello proposto dalle Linee Guida CNR DT200-2004 per la muratura in mattoni prevede la resistenza f_{mc} con un errore in eccesso medio inferiore al 10%;
- Il modello proposto dalle Linee Guida CNR DT200-2004 per la muratura in tufo prevede la resistenza f_{mc} con un errore in difetto medio superiore al 30%.

Dall'analisi di Figura 8.8 è possibile desumere, infine, che:

- l'effetto confinante è più forte per la muratura in laterizio che in quella di tufo; in pratica a parità di $f_{l,eff}/f_{m0}$, è maggiore l'incremento in termini di resistenza a compressione che si registra nella muratura in laterizio che quella che si registra nella muratura di tufo. Ciò è coerente con quanto previsto dalle linee guida CNR DT200-2004 in quanto la muratura in laterizio ha un peso specifico maggiore rispetto alla muratura in tufo;
- confrontando il modello analitico proposto da Krevaiakas et al. e l'analogo modello calibrato sulle prove eseguite su campioni in muratura di tufo si osserva che il limite del rapporto $f_{l,eff}/f_{m0}$ oltre il quale il rinforzo di confinamento perde efficacia, è minore nel caso della muratura in laterizio. Tale circostanza è ancora coerente con il criterio delle linee guida del CNR in quanto questa tipologia di muratura, essendo caratterizzata da una quantità di vuoti ridotta rispetto alla muratura di tufo, è caratterizzata da un maggiore spanciamiento, il quale determina una più immediata entrata in servizio del rinforzo.

8.3.2. Muratura confinata: incamiciatura in malta fibrorinforzata

Nell'ambito della campagna sperimentale sviluppata presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Napoli Federico II, sono state condotte sei prove su pilastri in muratura rinforzati mediante l'impiego di una malta cementizia fibrorinforzata, la quale è stata applicata al supporto in uno spessore di 20÷25 mm.



Questa tecnica di rinforzo determina un incremento di resistenza a compressione, che non è dovuto alla pressione laterale di confinamento che agisce sulle facce dell'elemento, ma alla resistenza aggiuntiva offerta dal cilindro cavo che riveste il provino.

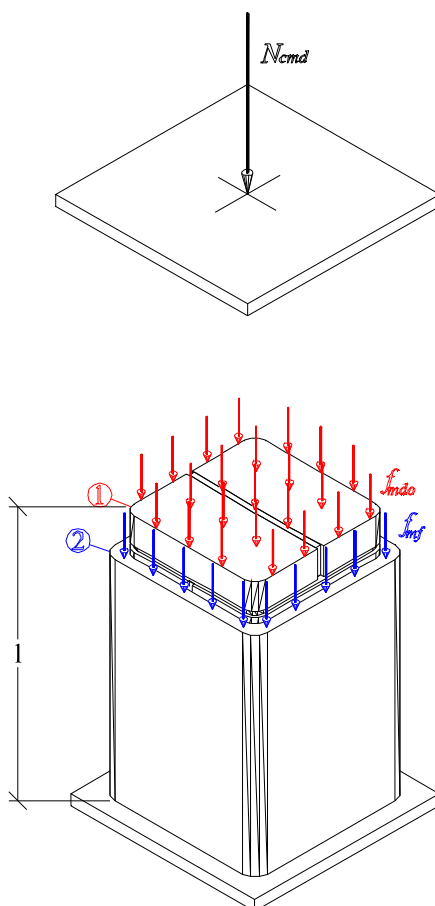


Figura 8.9 - Ripartizione degli sforzi nei campioni con rinforzo in malta fibrorinforzata

Dalla Figura 8.9 si può osservare come il carico impresso si ripartisca tra la il *Sistema 1* (muratura) ed il *Sistema 2* (cilindro di malta fibrorinforzata) in modo proporzionale alla rigidezza.

Il modello adottato per la previsione della resistenza di un elemento in muratura soggetto a questo tipo di rinforzo si basa sulla ripartizione del carico tra i due sistemi reagenti. L'ipotesi di perfetta aderenza tra il *Sistema 1* e il *Sistema 2* impone che sia verificata la seguente relazione:

$$\varepsilon_{z1} = \varepsilon_{z2} = \varepsilon_{z\text{tot}} \quad [8.12]$$

In particolare, tenendo conto del fatto che la deformazione ultima è più piccola per la malta di rinforzo, si può scrivere che la resistenza teorica di un campione rinforzato con tale malta è la somma della resistenza della malta stessa più una resistenza aggiuntiva dovuta alla muratura e data dal prodotto della tensione sopportata dalla stessa quando il ringrosso giunge alla crisi moltiplicata per l'area resistente.

Di conseguenza la resistenza a compressione del generico pilastro rinforzato con incamiciatura in malta fibrorinforzata può essere calcolata, in modo semplificato, come:

$$N_{TOT} = N_{Planitop} + N_{Muratura} \quad [8.13]$$

dove:

$$N_{Planitop} = f_{P.HDM} \cdot A_{P.HDM} \quad [8.14]$$

$$N_{Muratura} = f_m(\varepsilon_{P.HDM,u}) \cdot A_m \quad [8.15]$$

In Tabella 8.10 sono riportati tutti i valori necessari per lo svolgimento del calcolo, per ciascuna delle due tipologie di muratura.

Tipologia Muratura	A_m (mm ²)	$A_{P.HDM}$ (mm ²)	$f_{P.HDM}$ (MPa)	$\varepsilon_{P.HDM,u}$ (mm/mm)	$f_m(\varepsilon_{P.HDM,u})$ (MPa)
<i>Tufo</i>	51984	25300	30	0,0035	3,29
<i>Mattoni</i>	70225	29000	30	0,0035	6,07

Tabella 8.10 – Termini per il calcolo delle relazioni [8.14] e [8.15]



Di conseguenza i valori di sforzo normale ultimo previsti dal modello sono di 930kN per la muratura di tufo e di 1297kN per la muratura di mattoni. In Tabella 8.11 è riportato il confronto con i valori sperimentali.

Tipologia	N _{teorico} (kN)	N _{sperimentale} [kN]				Errore [%]
		N. 1	N. 2	N. 3	Media	
<i>Tufo</i>	930	937	824	876	879	5,79%
<i>Mattoni</i>	1297	947	716	717	793	63,42%

Tabella 8.11 – Confronto teorico-sperimentale per i campioni delle serie CT-m e CB-m

E' possibile osservare che il valore di previsione per la muratura di tufo è in linea con i valori sperimentali, mentre quello relativo alla muratura di mattoni è leggermente superiore ai valori sperimentali di circa un 30%. Ciò può essere spiegato dal fatto che mentre i campioni in muratura di tufo rinforzati con l'incamiciatura hanno mediamente il valore ultimo di deformazione della malta di rinforzo, quelli in muratura di mattoni sono giunti a rottura prematuramente per cui i valori riscontrati sperimentalmente sono più bassi rispettoa quelli che si calcolano col modello teorico proposto.



Conclusioni

La presente ricerca è stata sviluppata secondo due direttrici: la prima ha studiato, alla luce dell'evoluzione normativa degli ultimi anni, lo sviluppo dell'analisi sismica statica non lineare di edifici in muratura tutelati per il loro pregio artistico-architettonico e ed è stata arricchita dal caso studio condotto sul Monastero di San Michele Arcangelo in Gragnano; la seconda, che ha preso vita dall'interesse suscitato dalle colonne in muratura del portico del Monastero, ha approfondito il tema del rinforzo di elementi murari pressoinflessi mediante l'impiego di materiali innovativi concentrandosi, in particolare, sul confinamento di colonne murarie con l'impiego di materiali compositi.

Riguardo alla prima parte della tesi, dopo un inquadramento relativo alle tre principali normative di settore emanate negli ultimi anni in materia di Ingegneria sismica (l'O.P.C.M. 3274 del 2003 così come modificato dal successivo O.P.C.M. 3431 del 2005, le Norme tecniche delle Costruzioni del 2008, le "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni" emanate dal Ministero LL.PP. nel 2007), e dopo aver presentato il software di calcolo strutturale per gli edifici in muratura TREMURI, basato su un modello matematico a macroelementi, messo a punto dalle Università di Genova e Pavia, si è descritto approfonditamente il caso studio che è stato sviluppato nell'ambito della presente tesi.

Lo scopo del caso studio sviluppato è stato quello di analizzare lo stato attuale della struttura (funzionamento accertato), proporre degli interventi, verificarne l'efficacia e valutare l'incremento dell'indice di sicurezza sismica calcolato in base all'accelerazione del sisma alla base dell'edificio che determina il raggiungimento degli Stati Limite previsti. Tale operazione è stata svolta secondo le tre disposizioni normative citate.

I confronti sono stati fatti, per lo stato di fatto e per lo stato post intervento, sulla base delle accelerazioni sismiche. I principali risultati ai quali si è addivenuti sono i seguenti:

- La crisi dell'edificio è dominata, allo stato di fatto, dal meccanismo locale di ribaltamento fuori dal piano dell'intera parete Nord del Monastero (denominato cinematismo C1), il quale viene attivato per valori molto bassi dell'accelerazione sismica;
- Allo stato di progetto, l'insieme degli interventi previsti hanno garantito di raggiungere livelli soddisfacenti dell'indice di sicurezza sismica sempre maggiori dell'unità e variabili tra 1,1 e 5,8;
- Confrontando tra loro le accelerazioni di attivazione allo stato di progetto, si vede che il valore più basso di accelerazione di attivazione è, qualunque sia la normativa considerata, quello relativo all'analisi globale dell'edificio; in particolare tale accelerazione risulta inferiore a quelle attesa in sito quando si fa riferimento all'Ordinanza, mentre negli altri casi risulta superiore; ne deriva che il comportamento sismico della struttura è dominato dalla crisi globale nel primo caso, mentre è da ritenersi soddisfacente negli altri due casi;
- E' interessante vedere come l'accelerazione attesa in sito si riduca passando dall'Ordinanza al D.M. 14/01/2008 eventualmente arricchito delle indicazioni delle Linee Guida. Nel passaggio dall'Ordinanza al DM 14/01/2008 gioca un ruolo fondamentale la classificazione sismica del territorio nazionale, che, molto rigida nell'ambito dell'Ordinanza, è molto più adattata alla reale pericolosità sismica nel caso del D.M. 14/01/2008. Passando dal D.M. 14/01/2008 al D.M. 14/01/2008 arricchito con le indicazioni delle Linee Guida, si ha un'ulteriore leggera riduzione dell'accelerazione attesa in sito, la quale è da imputare, alla scelta diversa dei fattori di importanza, che richiedono che siano considerate, nei due casi, accelerazioni con diverse probabilità di superamento (più bassa nel primo caso e più alta nel secondo).

Riguardo alla seconda parte della tesi, dopo una parte introduttiva, nella quale sono stati descritti il comportamento meccanico della muratura soggetta a



compressione, le tecniche di confinamento basate sull'impiego di materiali compositi e le più interessanti ricerche sull'argomento presenti in letteratura, è stata descritta la campagna sperimentale sviluppata, la quale ha previsto prove di compressione su 30 pilastri in muratura di due diverse tipologie (muratura di laterizi e muratura di tufo giallo napoletano) confinati secondo diverse tipologie di rinforzo tutte basate sull'impiego di materiali innovativi.

Gli obiettivi fissati sono stati i seguenti:

- Valutazione dell'incremento della resistenza a compressione e della duttilità dei pilastri rinforzati, con particolare attenzione verso i sistemi basati sull'impiego della malta cementizia e delle fibre di basalto rispetto ai più tradizionali sistemi basati sull'impiego delle fibre di vetro e carbonio e resina epossidica;
- Confronto del comportamento meccanico di provini rinforzati con diverse tecniche, facendo particolare attenzione all'influenza della matrice adottata (malta o resina);
- Confronto dell'efficacia di una tipologia di rinforzo al variare del tipo di muratura (muratura piena in laterizio vs muratura a sacco in tufo giallo).

L'analisi dei dati sperimentali ha permesso di tracciare i diagrammi tensione-deformazione assiale e tensione-deformazione trasversale, i quali, confrontati tra loro, hanno permesso di trarre le seguenti conclusioni:

- i provini caratterizzati da un supporto in resina epossidica hanno mostrato il tipico andamento bilineare crescente fino a rottura che contraddistingue gli elementi confinati con FRP, in cui il secondo tratto lineare è dovuto alla pressione di confinamento che aumenta al crescere della deformazione laterale della muratura;
- i provini caratterizzati dal supporto in malta cementizia fibrorinforzata hanno fatto registrare una curva tensione-deformazione con un primo ramo con andamento crescente e pendenza maggiore di quella del provino in muratura non confinato (dovuta al cilindro di malta che riveste il provino), seguito da un secondo ramo a pendenza inferiore sempre crescente, fino ad arrivare alla massima tensione di compressione (f_{mc}). In

corrispondenza di tale tensione si attiva la formazione delle fessure responsabili della rottura del rinforzo, raggiunta la quale, si osserva un ramo discendente con pendenza graduale. Per tali provini, si è osservato che la pendenza del secondo tratto risulta maggiore rispetto ai provini caratterizzati da un supporto in resina, per la maggiore rigidità della malta rispetto alla resina. Questo determina una riduzione della deformazione assiale di picco rispetto al provino con supporto in resina. In particolare, relativamente ai provini rinforzati con sola malta cementizia fibrorinforzata, c'è da dire che i valori di resistenza ultimi raggiunti sono dovuti essenzialmente alle modalità di installazione del rinforzo; in questo caso, infatti, l'incremento di resistenza a compressione non è più dovuto ad una pressione laterale di confinamento che agisce sulle facce dell'elemento, ma alla resistenza aggiuntiva offerta dal cilindro cavo che riveste il provino;

- i valori di deformazione trasversale registrati hanno evidenziato lo sviluppo di deformazioni sempre mediamente lontane dal valore di deformazione ultima delle fibre, il che può essere dovuto a diverse cause, tra cui la concentrazione di tensioni sulle fibre (dovuta alla fessurazione disomogenea della muratura con conseguente incremento di deformazione per le fibre sovraccaricate lungo una stessa orizzontale), la forma della sezione, la quale, determinando concentrazioni di tensione negli spigoli, rende non uniformi le tensioni all'interno del rinforzo, lo stato triassiale di tensione cui è sottoposto il rinforzo (che è ben diverso dallo stato monoassiale cui è sottoposto il rinforzo durante la prova di caratterizzazione meccanica), o il non perfetto allineamento delle fibre, specie quando il rinforzo è eseguito secondo la tecnica del wet lay-up.

I risultati ottenuti dalla campagna sperimentale, associati a quelli provenienti da campagne sperimentali descritte in letteratura (Faella et al. 2004, Krevaiakas et al. 2005), sono stati poi confrontati con modelli analitici di previsione della resistenza della muratura confinata. Le analisi sviluppate hanno consentito di trarre alcune interessanti conclusioni, soprattutto in merito al differente comportamento, a seguito di confinamento, di murature piene di mattoni e murature a sacco realizzate in tufo. In particolare è stato osservato che:



Conclusioni

- l'effetto confinante è più forte per la muratura in laterizio che in quella di tufo; in pratica a parità di $f_{l,eff}/f_{m0}$, è maggiore l'incremento in termini di resistenza a compressione che si registra nella muratura in laterizio che quella che si registra nella muratura di tufo. Ciò è coerente con quanto previsto dalle linee guida CNR DT200-2004, in quanto la muratura in laterizio ha un peso specifico maggiore rispetto alla muratura in tufo;
- confrontando il modello analitico proposto da Krevaiakas et al. (2005) per le murature di laterizio e l'analogo modello calibrato, nell'ambito del presente studio, sulle prove eseguite su campioni in muratura di tufo, si osserva che il limite del rapporto $f_{l,eff}/f_{m0}$ oltre il quale il rinforzo di confinamento perde efficacia, è minore nel caso della muratura in laterizio. Tale circostanza è ancora coerente con il criterio delle linee guida del CNR in quanto questa tipologia di muratura, essendo caratterizzata da una quantità di vuoti ridotta rispetto alla muratura di tufo, è caratterizzata, a parità di tensione assiale, da un maggiore spanciamiento, il quale determina una più immediata entrata in servizio del rinforzo.



Bibliografia

Testi e Pubblicazioni

Abruzzese D., Como M., Lanni G., [1992] *“On the Lateral Strength of Multistory Walls and Horizontal Reinforcing Connections”*, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam.

Arya S.K., Hegemier G.A., [1978] *“On non linear respons predictions of concrete masonry assemblies”*, Boulder (Colorado).

Augenti N., [2004] *“Il calcolo sismico degli edifici in muratura”* Nuova edizione, UTET.

Braga F., Liberatore D., [1989] *“Un elemento finito per l’analisi delle costruzioni in muratura soggette ad azioni sismiche”*, 4° Convegno Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, pp. 674-685, Milano.

Brencich A., Lagomarsino S., [1997] *“Un modello a macroelementi per l’analisi ciclica di pareti murarie”*, Atti 8° Convegno Nazionale ANIDIS, vol. 1, pp. 319-326, Taormina.

Calderoni B., Lenza P., Pagano M., [1989] *“Attuali prospettive per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura”*, 4° Convegno Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, pp. 358-368, Milano.

Casapulla C., [1999] *“Resistenze Attrittive in una Parete Muraria Soggetta ad Azioni Normali al suo Piano Medio”*, L’Ingegneria Sismica in Italia, Atti IX convegno Nazionale ANIDIS, Torino.

Cattari S., Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., [2004] *“Seismic Assessment of Masonry Structures by Non-linear Macro-element Analysis”*, IV Seminar “Structural Analysis of Historical Construction”, Padova.

Cattari S., Curti E., Galasco A., Risemini S., [2005] *“Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura”*, Sistemi Editoriali.

Corradi dell’Acqua L., [1992] *“Meccanica delle strutture - Volume 2: Le teorie strutturali ed il Metodo agli Elementi Finiti”*, McGraw-Hill, Milano.

Corradi M., Grazini A., Borri A., [2004] *“Confinement of brick masonry columns with CFRP materials”*, XII Congresso Nazionale ANIDIS, L’Ingegneria sismica in Italia, Pisa, 10-14 Giugno, 2004.

D’Asdia P., Viskovic A., [1994] *“L’analisi sismica degli edifici in muratura”*, Ingegneria Sismica, anno XI, n.1.

D’Ayala D., Speranza E., [1999] *“Identificazione dei Meccanismi di Collasso per la Stima della Vulnerabilità Sismica di Edifici in centri Storici”*, L’Ingegneria Sismica in Italia, Atti IX convegno Nazionale ANIDIS, Torino.

De Felice G., [1999] *“Codice di Pratica per la Sicurezza e la Conservazione del Centro Storico di Palermo”*, (A cura di A. Giuffrè e C. Carocci) CNR-GNDT, Ed. Laterza, 1st ed., Bari.

Faella C., Martinelli E., Paciello S., Aiello M.A., Micelli F., Valente L., Nigro E., [2004] *“Sperimentazione sul confinamento con FRP di pilastrini in muratura di pietra naturale ed artificiale”*, XII Congresso Nazionale ANIDIS, L’Ingegneria sismica in Italia, Pisa, 10-14 Giugno, 2004.

Galasco A., [2001] *“Analisi a collasso e risposta dinamica di pareti in muratura soggette ad azione sismica”*, Tesi di laurea, Università di Genova, Genova.

Gambarotta L., Lagomarsino S., [1997] *“Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Part II: The Continuum Model and its Applications”*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 441-462.

Giuffrè A., [1989] *“Mechanics of Historical Masonry and Strengthening Criteria”*, XV Regional Seminar of Earthquake Engineering, Ravello, Ed. Kappa, pp. 60-122.



Giuffrè A., Pagnoni T., Tocci C., [1994] *"In-plane Aseismic Behavior of Historical Masonry Walls"*, Proceedings 10th International Brick/Block Masonry Conference, Calgary, pp. 263-272.

Giuffrè A., [1999] *"Sicurezza e conservazione dei Centri Storici, Il caso Ortigia"*, (A cura di A. Giuffrè) CNR-GNDT, Ed. Laterza, 2nd ed., Bari.

Hobbs B., Ting M., Gilbert M., [1994] *"An Analytical Approach for Walls Subjected to Static and Dynamic Out-of-plane Point Loads"*, Proceedings 10th International Brick/Block Masonry Conference, Calgary, pp. 329-338.

Krevaikas T.D., Triantafillou T.C., [2005] *"Masonry confinement with fiber-reinforced polymers"*, ASCE, Journal of composites for construction, March-April 2005, pp.128-135.

Liguori A., [1950] *"Gragnano: memorie archeologiche e storiche"*, Biblioteca "Vittorio Emanuele III" di Napoli.

Liguori F. S., [1863] *"Cenni storico-critici della città di Gragnano"*, Biblioteca "Vittorio Emanuele III" di Napoli.

Macchi G., Magenes G., [2002] in Giangreco E. *"Ingegneria delle strutture, Vol. III"*, UTET, Torino, pp.69-143.

Magenes G., Della Fontana A., [1998] *"Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings"*, Proceedings of the British Masonry Society, n. 8, pp.190-195.

Pansa F., [1724] *"Istoria dell'antica Repubblica di Amalfi e delle sue città"*, Tomo I e II, Biblioteca "Vittorio Emanuele III" di Napoli.

Petrini L., Pinho R., Calvi G.M., [2004] *"Criteri di progettazione antisismica degli edifici"*, IUSS Press, Pavia.

Powell B., Hodgkinson H., [1976] *"The determination of Stress-Strain relationship of brickwork"*, 4th I.B.M.A.C. - Brugge.

Raithel A., Augenti N., [1984] *“Introduzione al calcolo delle pareti murarie”*, 2° Convegno ASS.I.R.C.O., Ferrara.

Rondelet J., [1827] *“Traité théorique et pratique de l’Art de bâtir”*, Paris.

Sawko F., [1982] *“Numerical analysis of brick walls under compressive loading”*.

Tassios T.P., [1987] *“The mechanics of masonry”*, Athens: Symmetria Publishing.

Turnesek V., Cacovic F., [1970] *“Some experimental results on the strenght of brick masonry walls”*, Stoke on trent.

Tomažević M., [1978] *“The Computer Program POR”*, Report ZRMK, Ljubljana (in sloveno).

Toutanji H., Deng Y., [2002] *“Strength and durability performance of concrete axially loaded members confined with AFRP composite sheets”*, Compos Part B: Eng 2002; 33 pp. 255-261.

Normative

Circolare LL.PP. n. 21745 del 30/07/1981, *“Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma”*.

D.M.LL.PP. 20/11/1987, *“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”*.

Eurocodice 6, [1998] *“Progettazione delle strutture di muratura”*.

ASTM D 3039/D 3039M, [2000] *“Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials”*, Apr 10, 2000.

UNI EN 1926 del 05/12/2000, *“Metodi di prova per pietre naturali”*.



Bibliografia

UNI EN 771-6 del 01/04/2002, *“Specifica per elementi di muratura: Elementi di muratura in pietra naturale”*.

UNI EN 772-1 del 01/10/2002, *“Metodi di prova per elementi di muratura: Determinazione della resistenza a compressione”*.

Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003, *“Primi elementi in materia di criteri generale per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.

American Concrete Institute (ACI) Committee 440, [2004] *“ACI 440.3R-04: Guide Test Methods for Fiber Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures”*, 2004.

CNR-DT 200/2004, [2004] *“Istruzione per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, materiali, strutture in c.a. e in c.a.p., strutture murarie”*, Roma CNR..

Ordinanza n. 3431 del 3/05/2005, *“Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante: Primi elementi in materia di criteri generale per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*.

D.M. 14/09/2005, *“Testo Unico - Norme Tecniche delle Costruzioni”*.

ACI 440.2R-07, [2007] *“Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”* American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12/10/2007, *“Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”*.

D.M.LL.PP. 14/01/2008, *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*.



Appendice A

Tavola 1
Nomenclatura degli ambienti (Piano Terra)

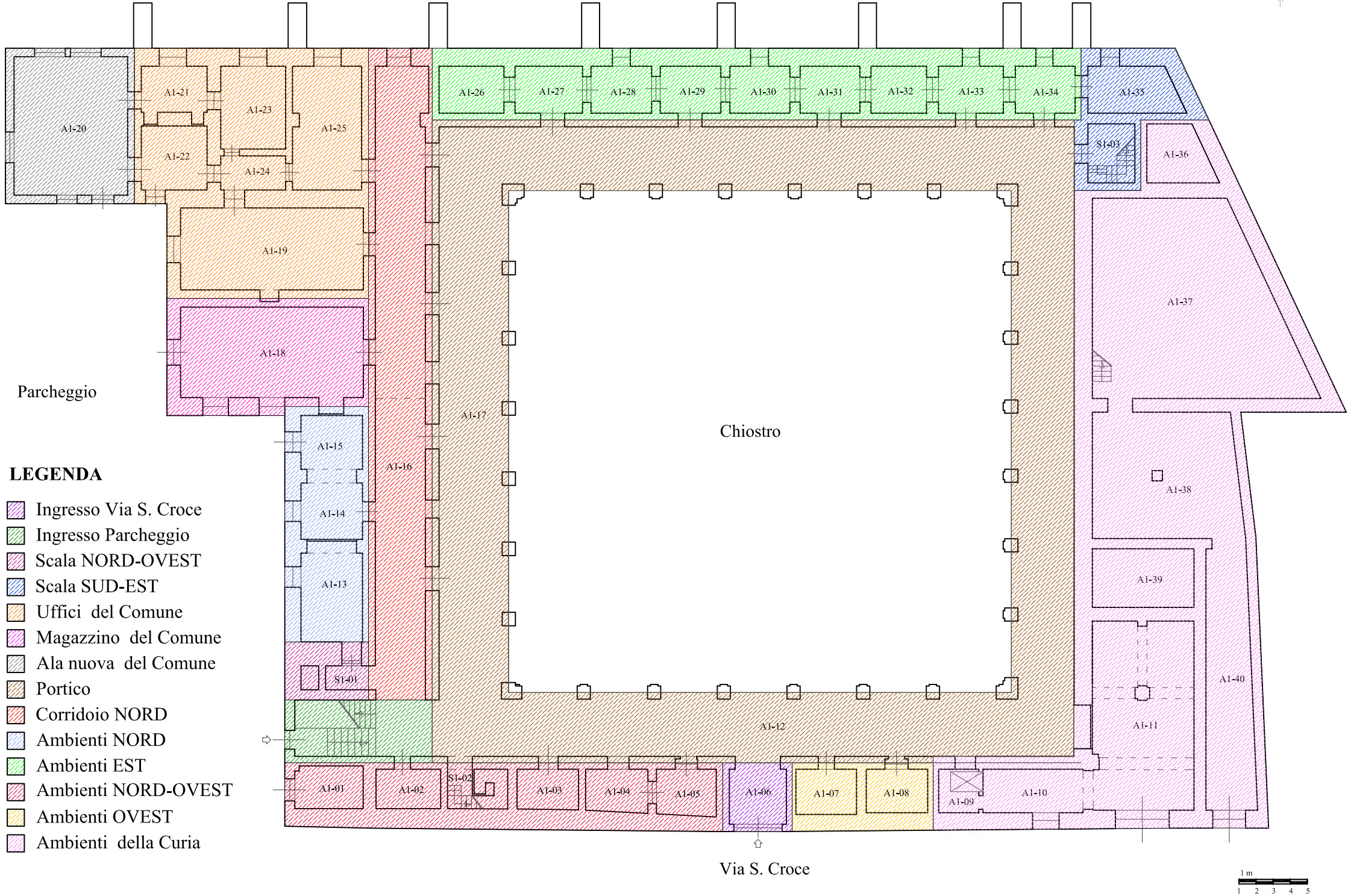
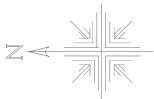
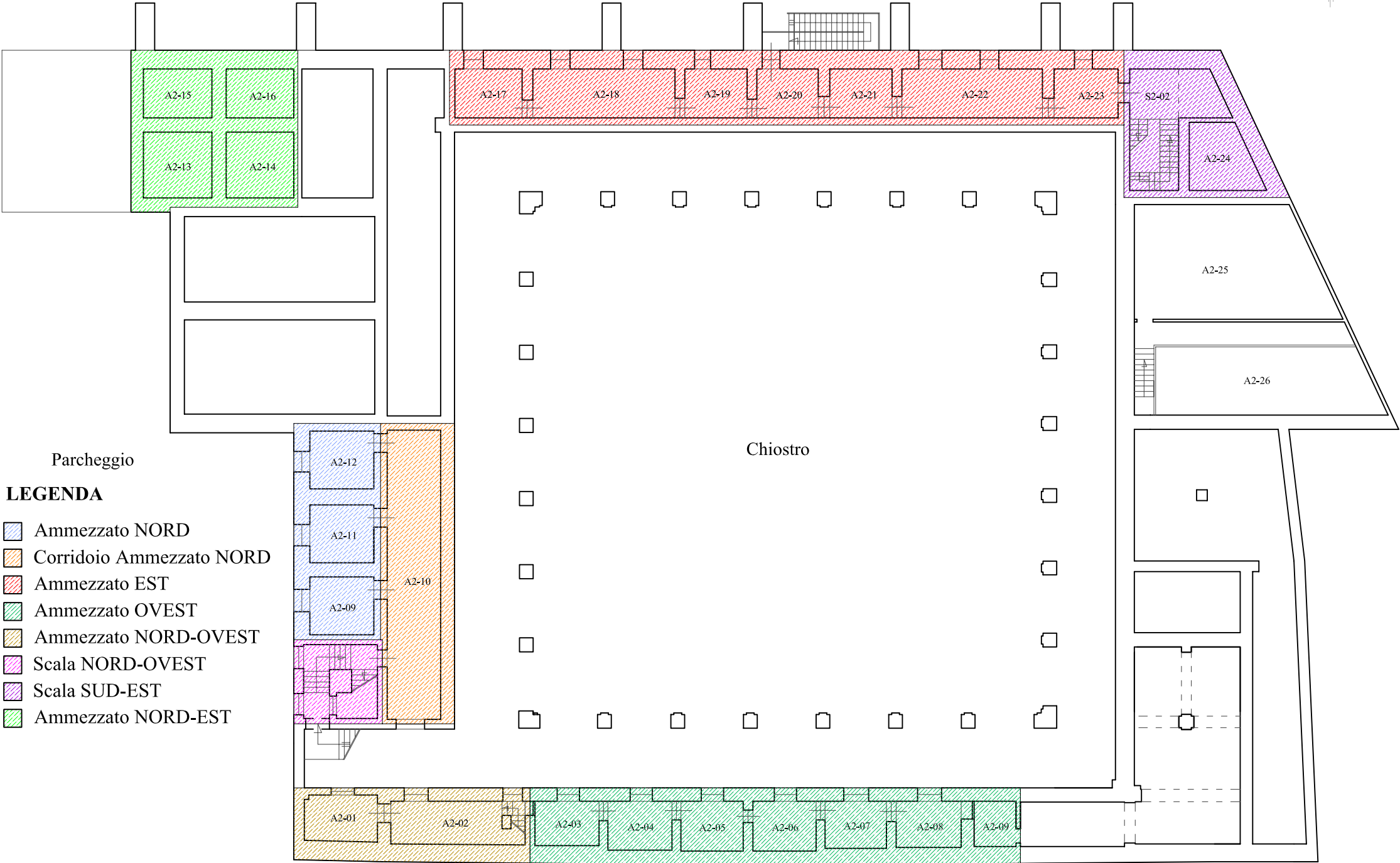
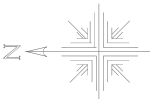


Tavola 2
Nomenclatura degli ambienti (Piano Ammezzato)



Via S. Croce

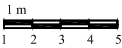
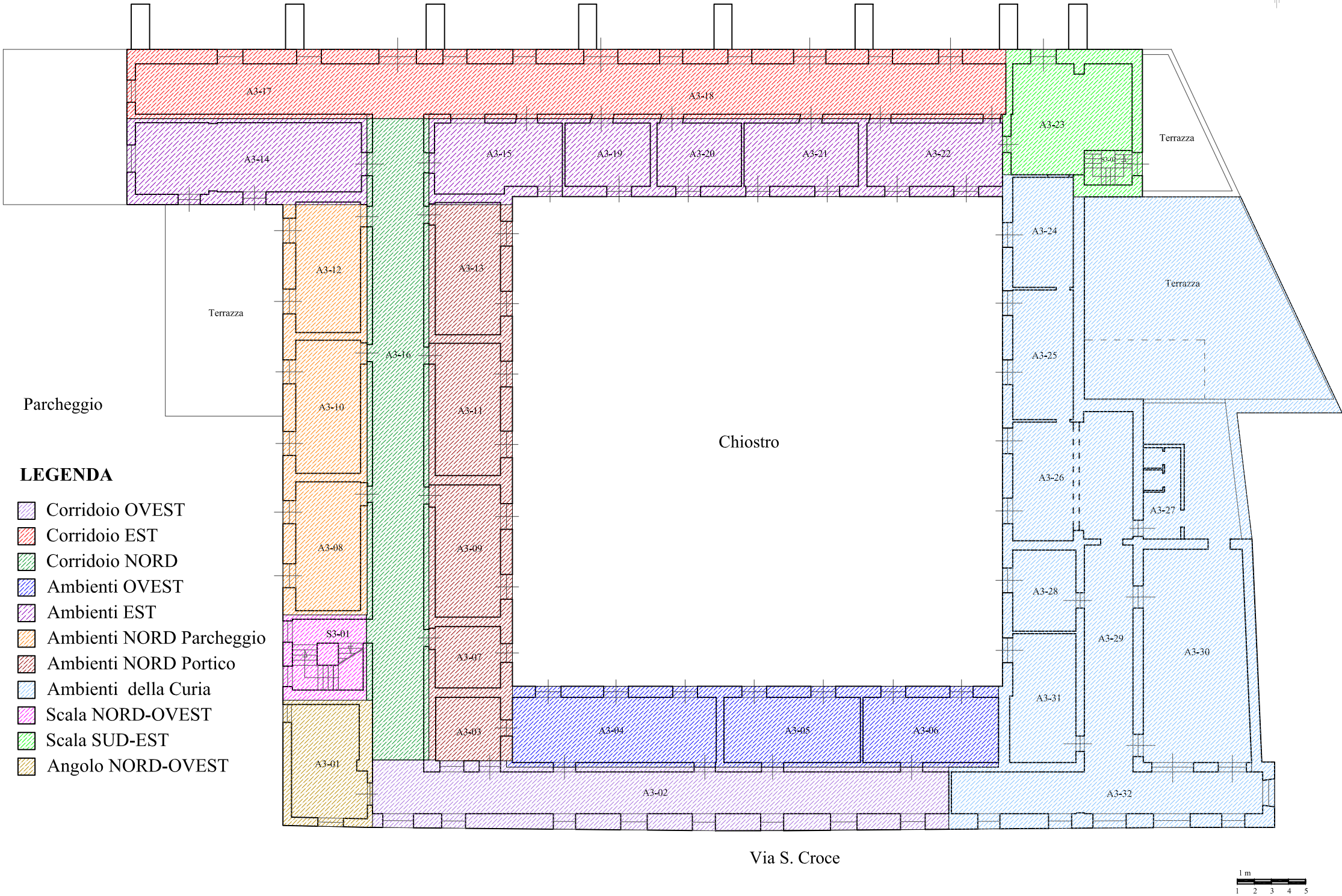
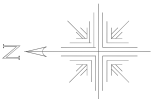


Tavola 3
Nomenclatura degli ambienti (Primo Piano)



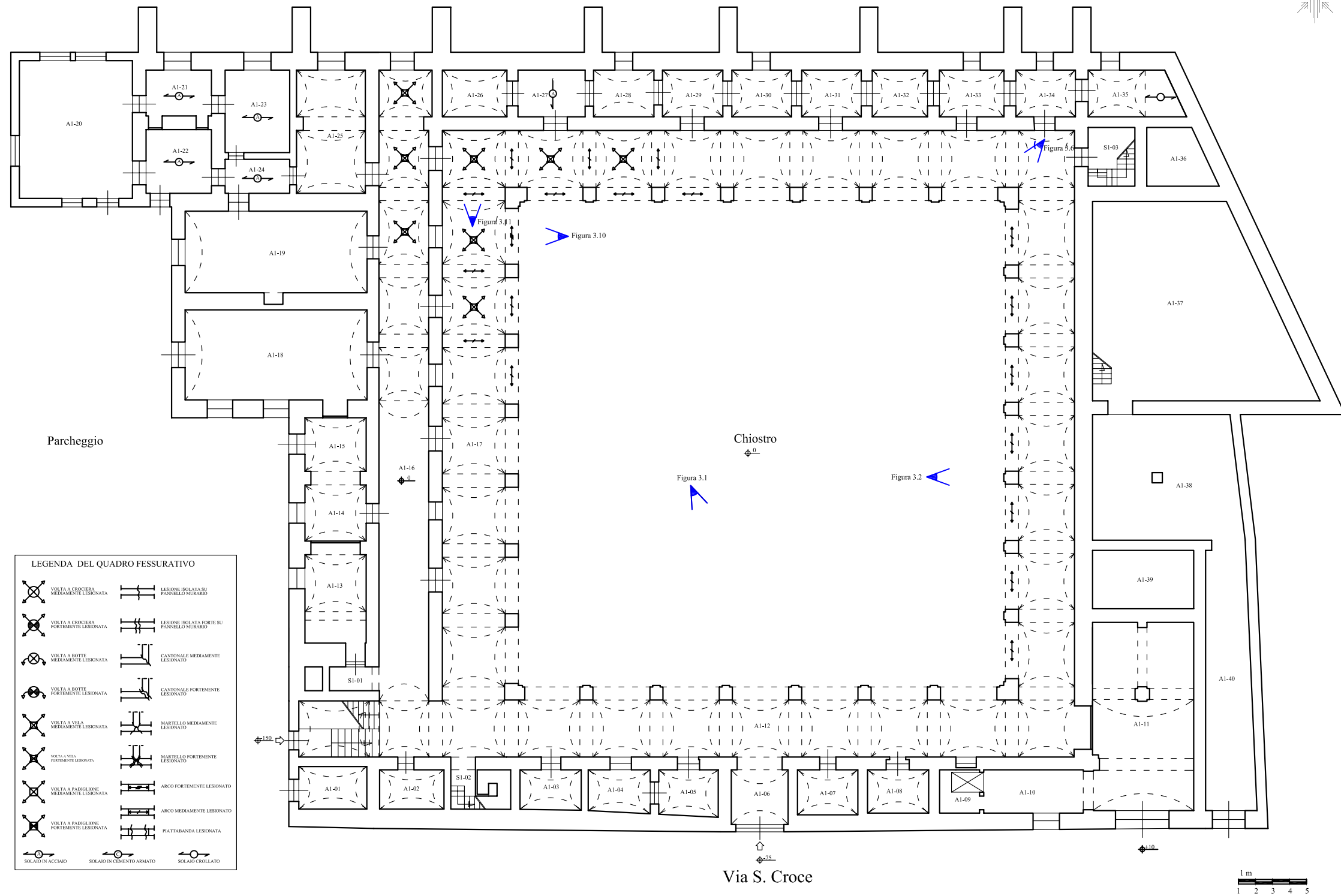


Tavola 5
Quadro fessurativo-Pianta piano ammezzato

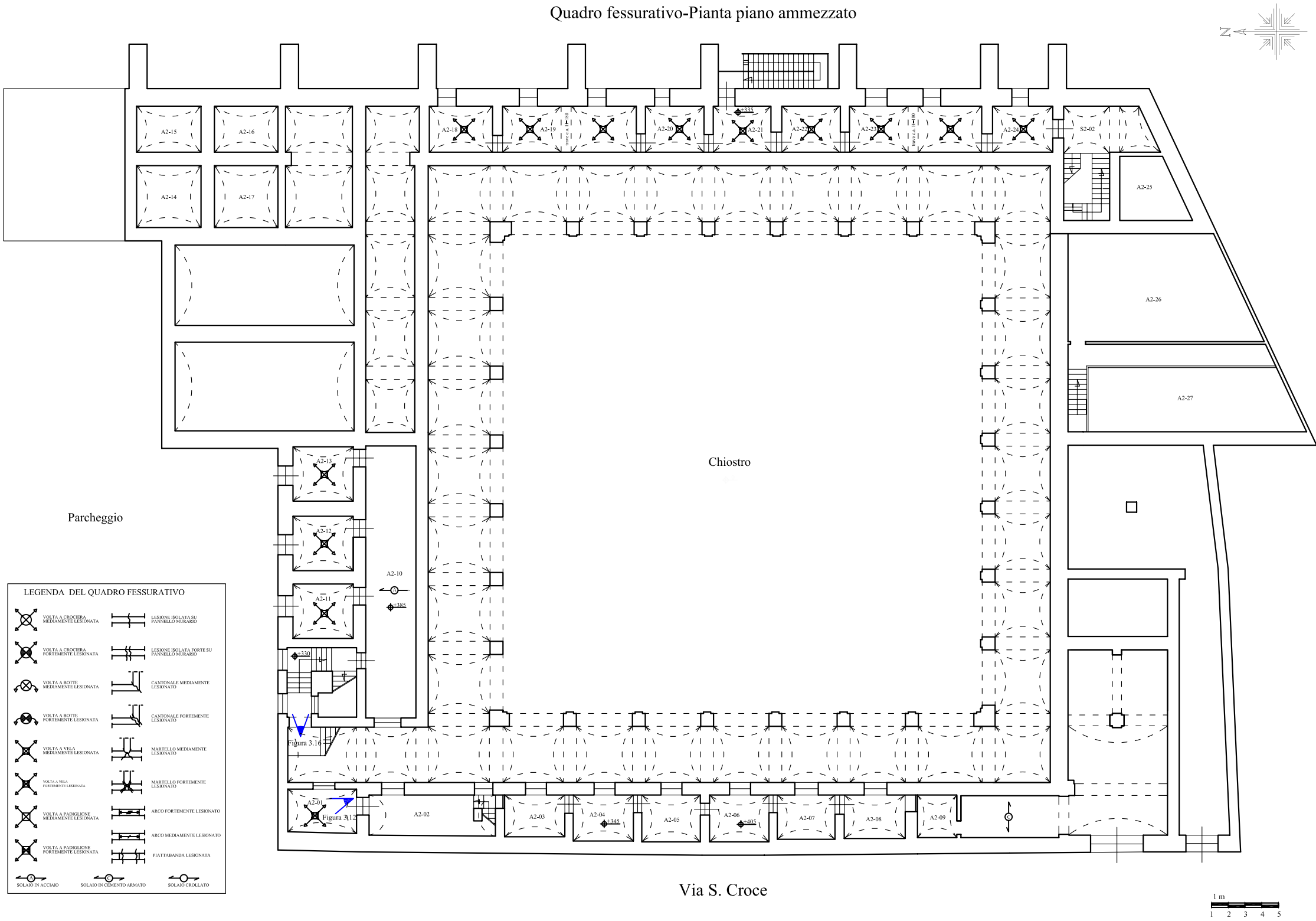
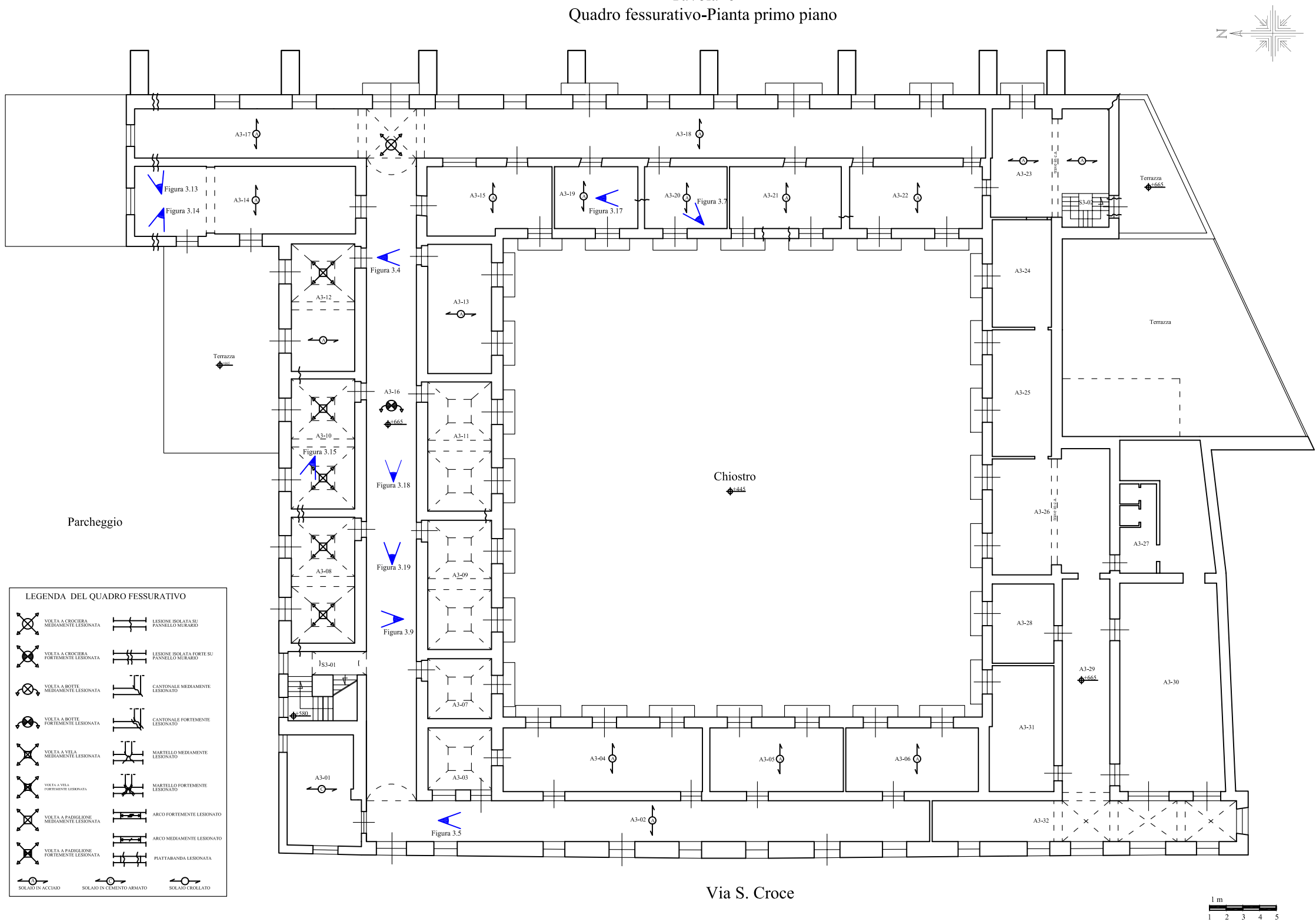


Tavola 6
Quadro fessurativo-Pianta primo piano





Appendice B



B.1. Campioni della serie UT



Figura B.1 - Campione della serie UT prima del test

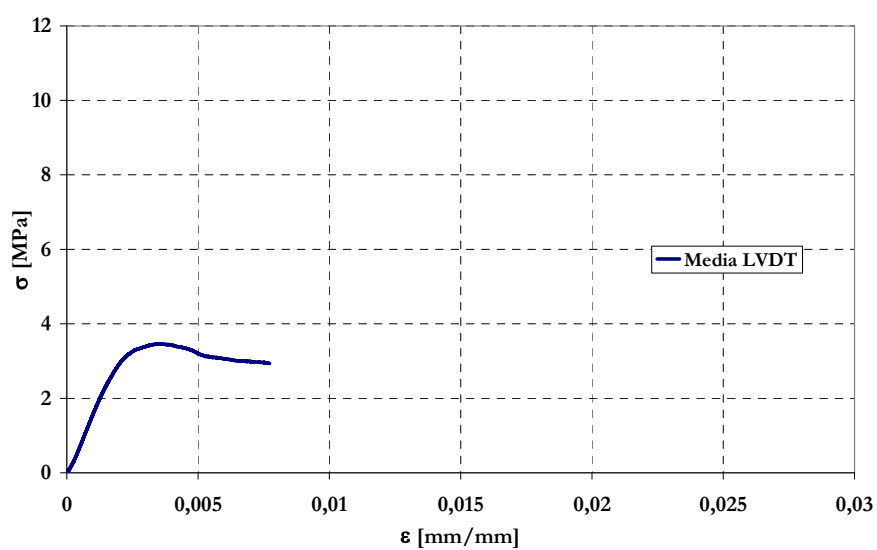


Figura B.2 - Legame tensione-deformazione del campione UT-1

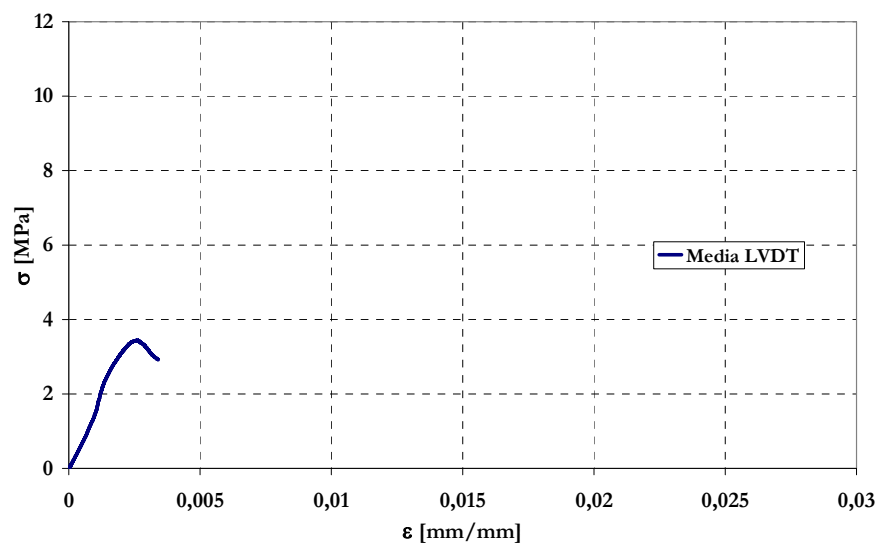


Figura B.3 - Legame tensione-deformazione del campione UT-2

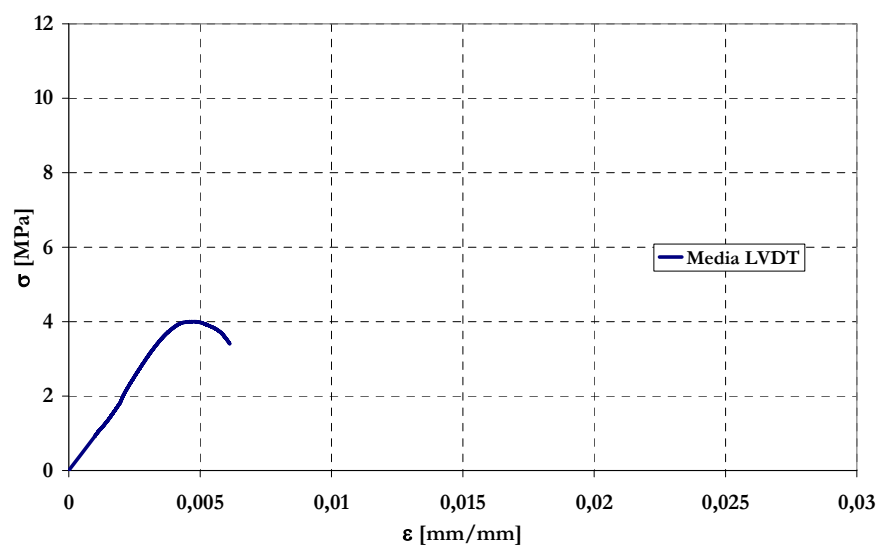


Figura B.4 - Legame tensione-deformazione del campione UT-3

B.2. Campioni della serie CT-Cr



Figura B.5 - Campione della serie CT-Cr prima del test

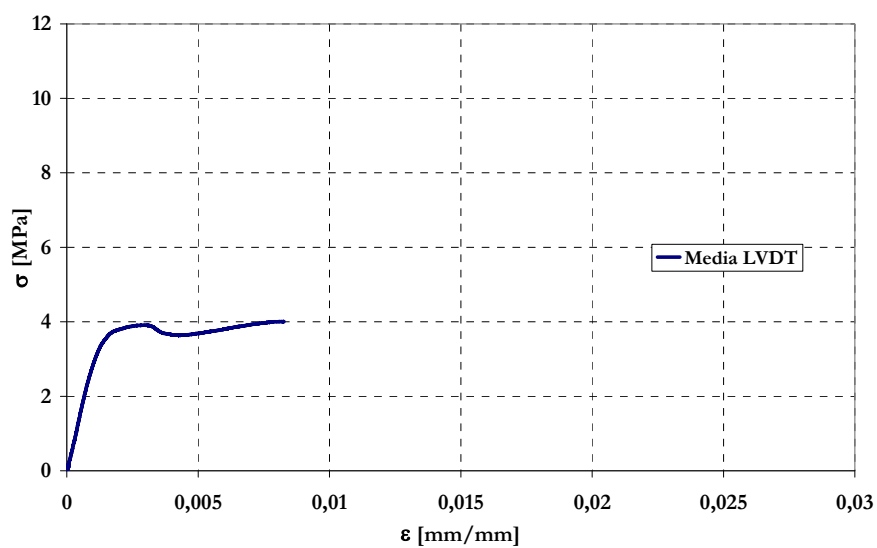


Figura B.6 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Cr-1

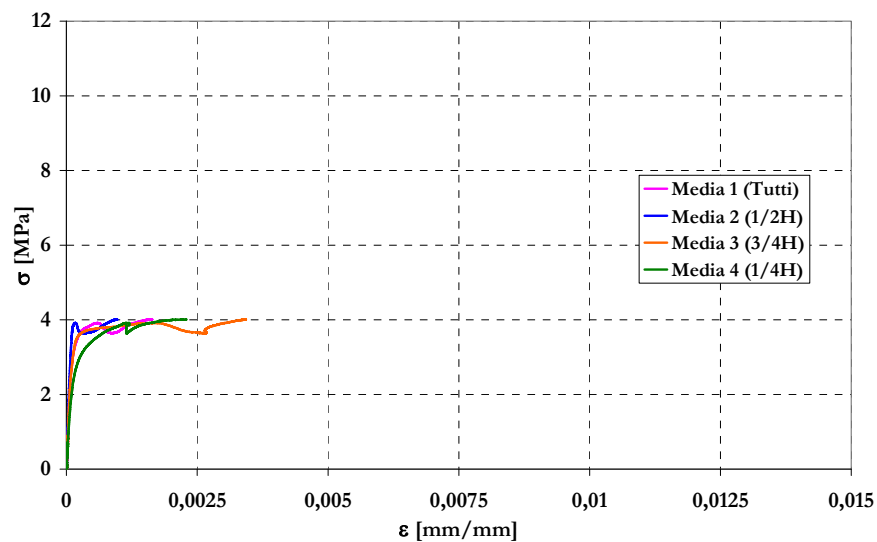


Figura B.7 – Deformazioni trasversali del campione CT-Cr-1

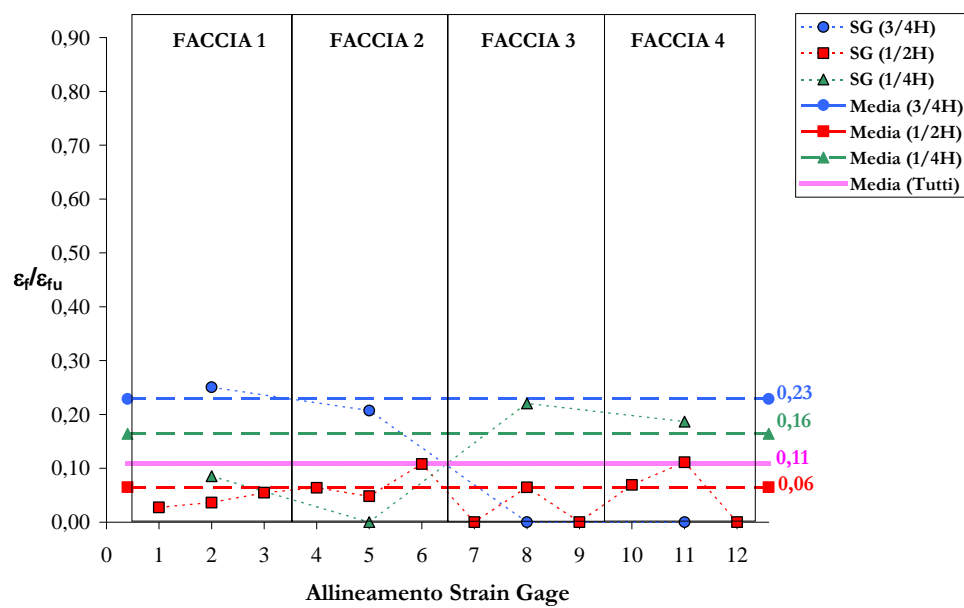


Figura B.8 – Deformazioni trasversali del campione CT-Cr-1 al picco

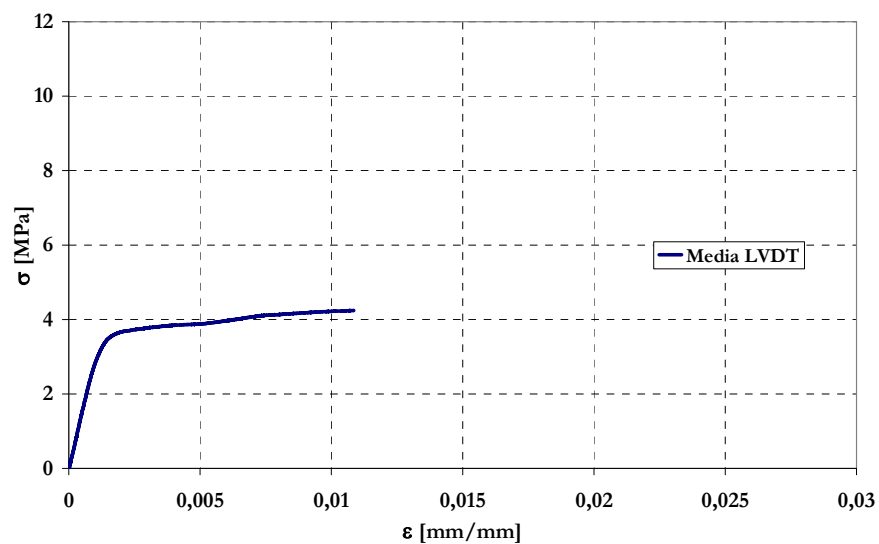


Figura B.9 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Cr-2

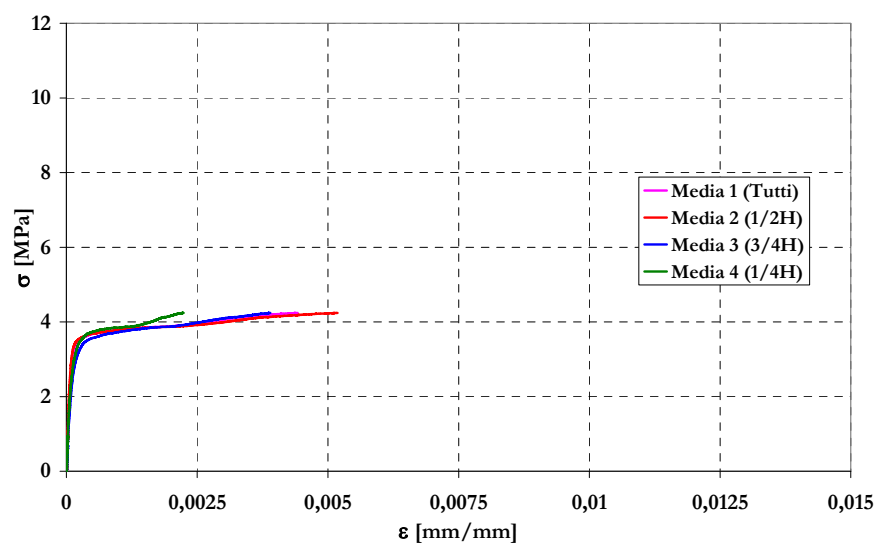


Figura B.10 – Deformazioni trasversali del campione CT-Cr-2

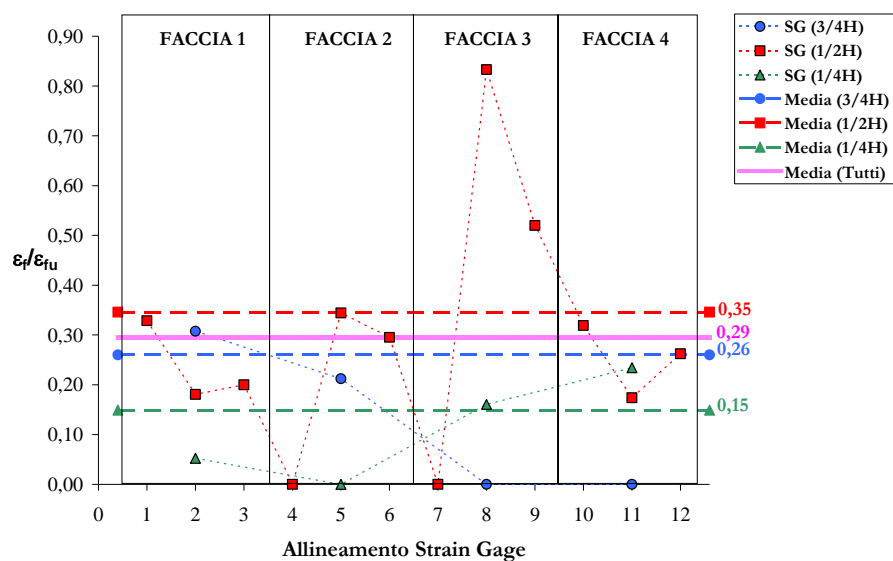


Figura B.11 – Deformazioni trasversali del campione CT-Cr-2 al picco

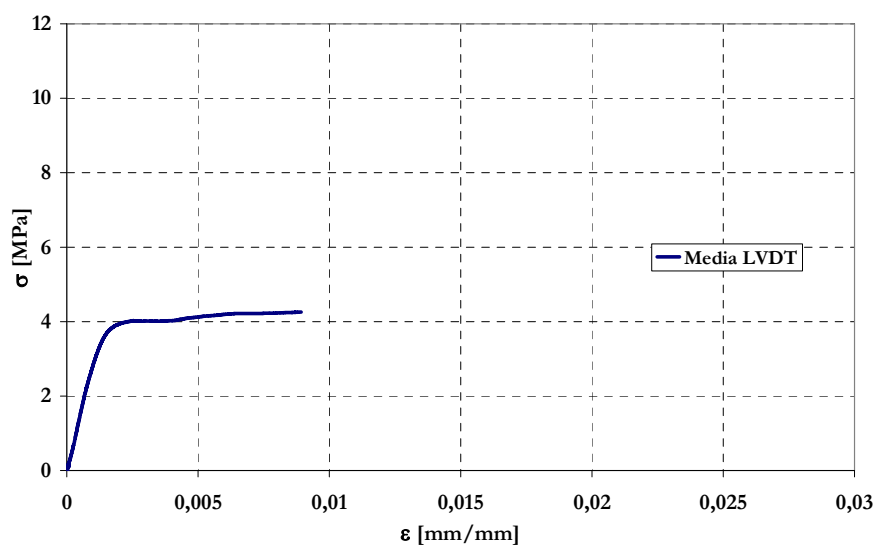


Figura B.12 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Cr-3



Appendice B

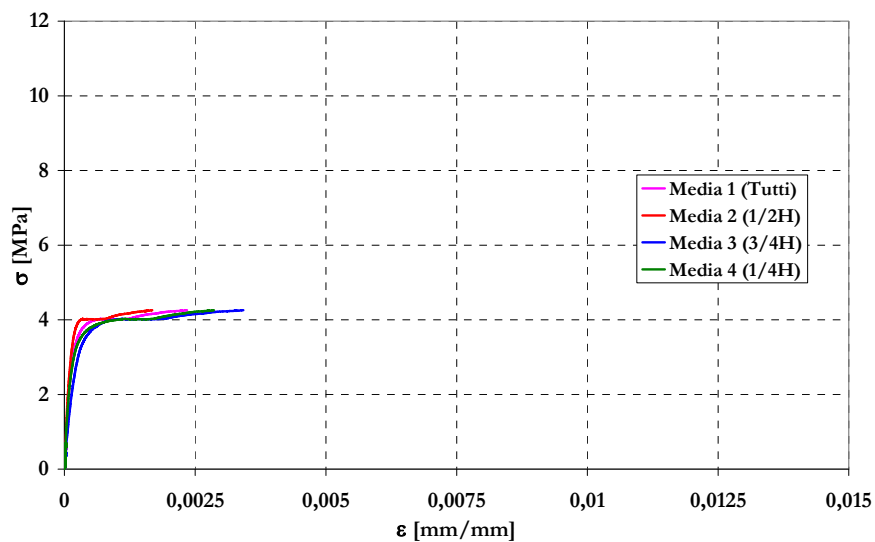


Figura B.13 – Deformazioni trasversali del campione CT-Cr-3

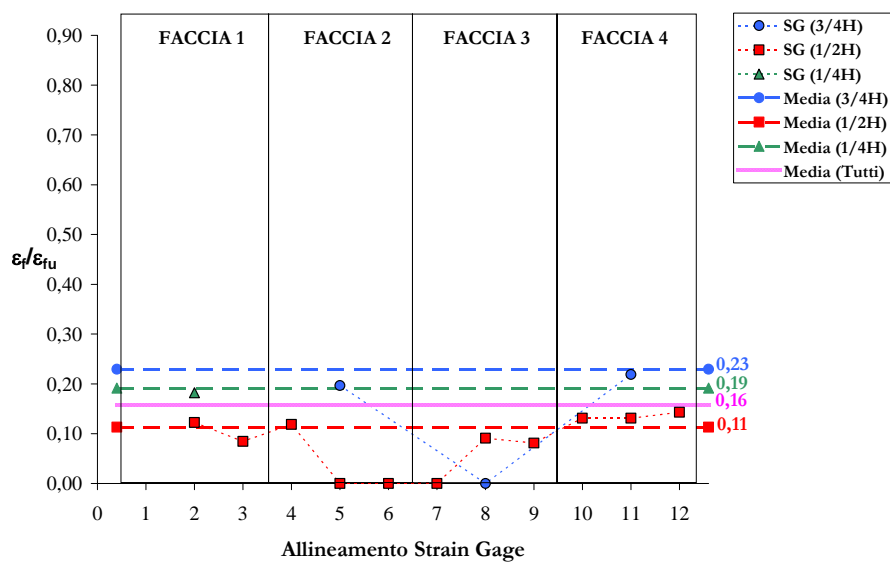


Figura B.14 – Deformazioni trasversali del campione CT-Cr-3 al picco

B.3. Campioni della serie CT-Gr



Figura B.15 - Campione della serie CT-Gr prima del test

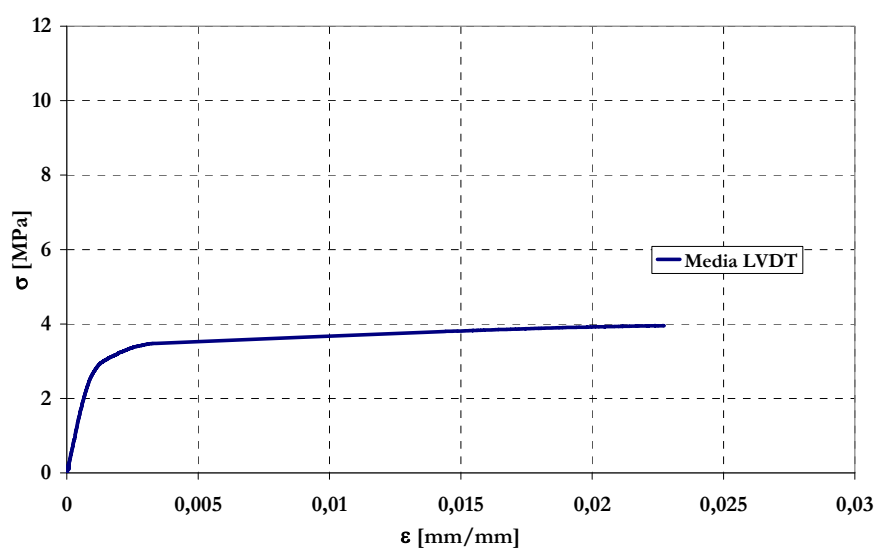


Figura B.16 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Gr-1



Appendice B

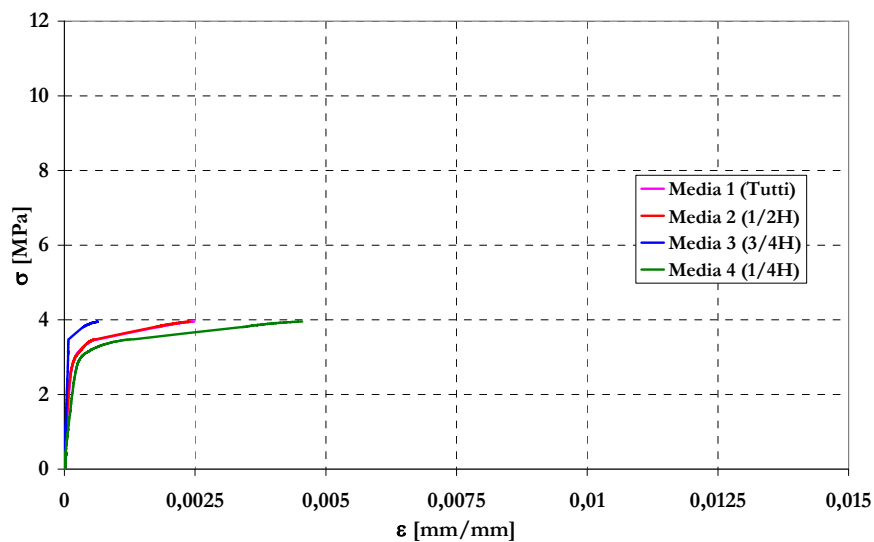


Figura B.17 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gr-1

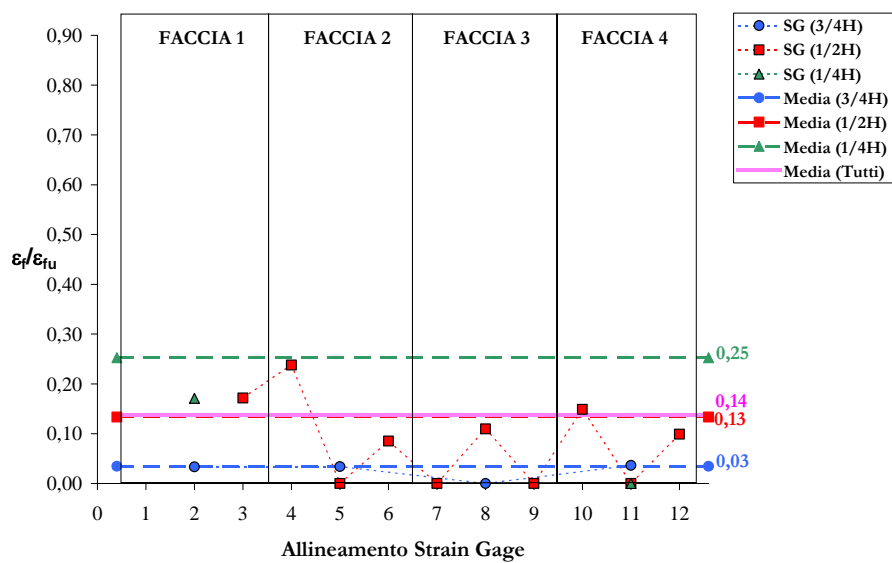


Figura B.18 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gr-1 al picco

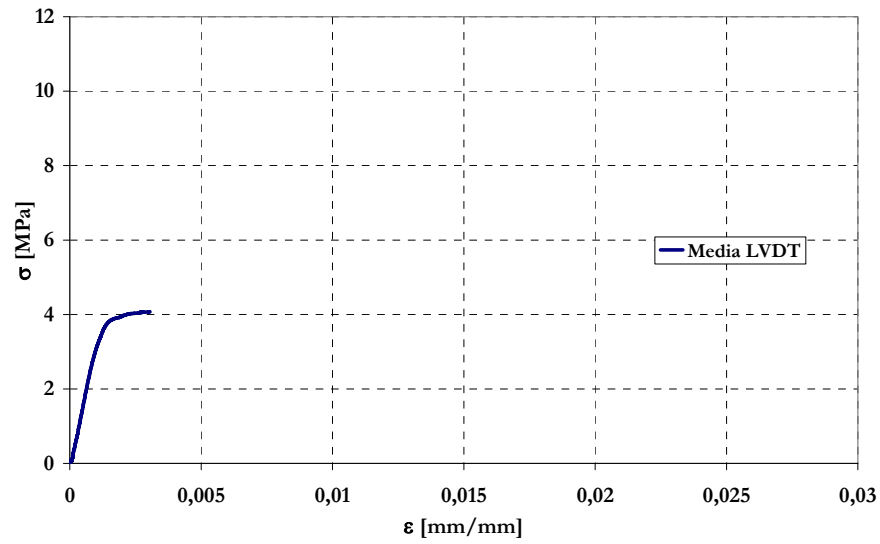


Figura B.19 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Gr-2

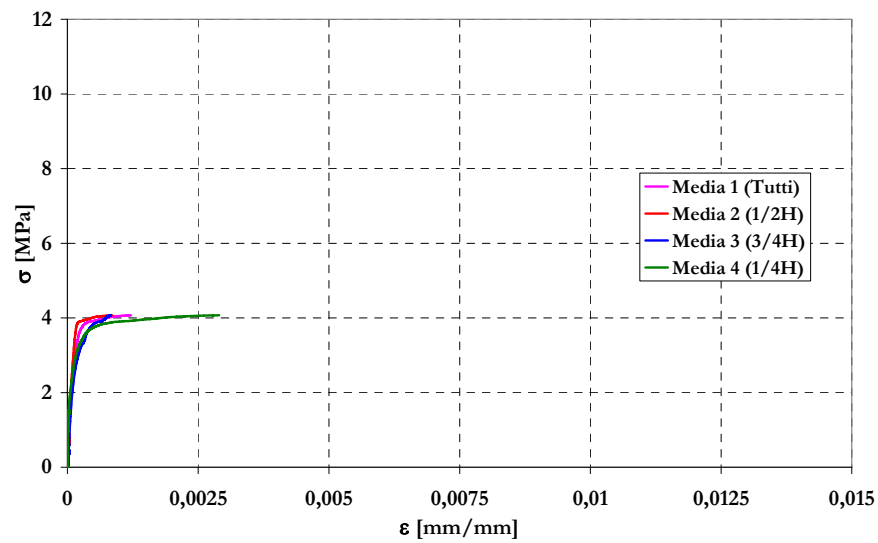


Figura B.20 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gr-2



Appendice B

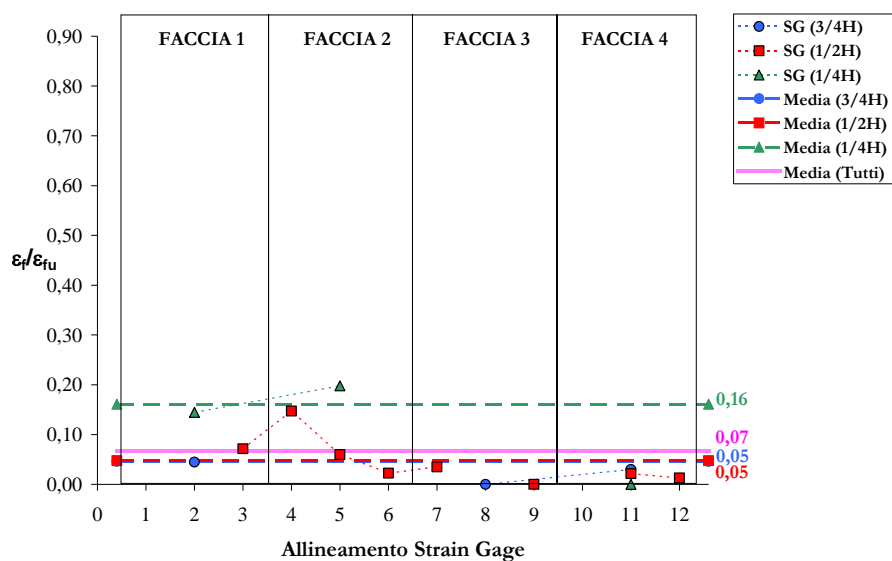


Figura B.21 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gr-2 al picco

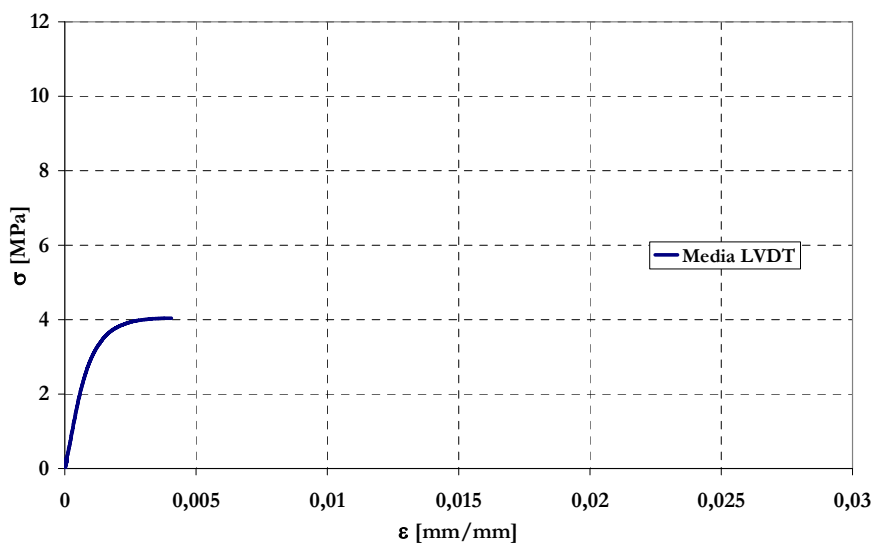


Figura B.22 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Gr-3

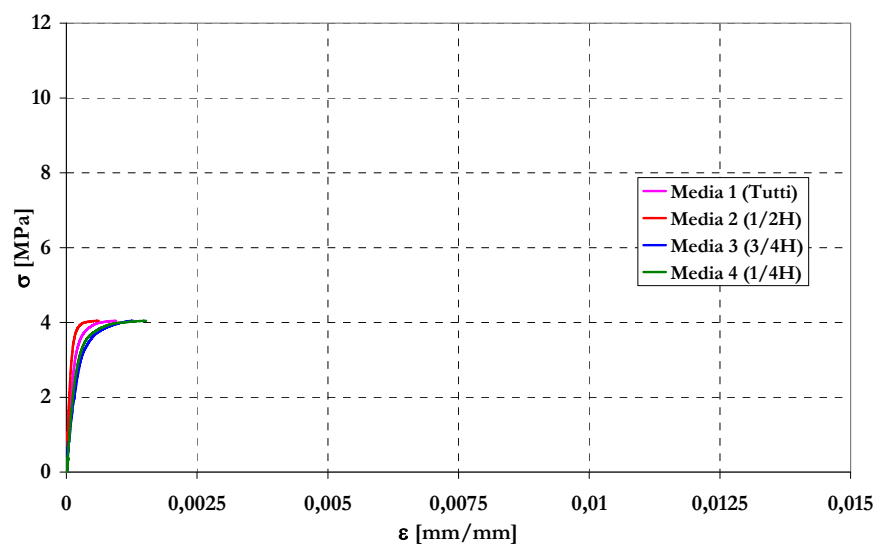


Figura B.23 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gr-3

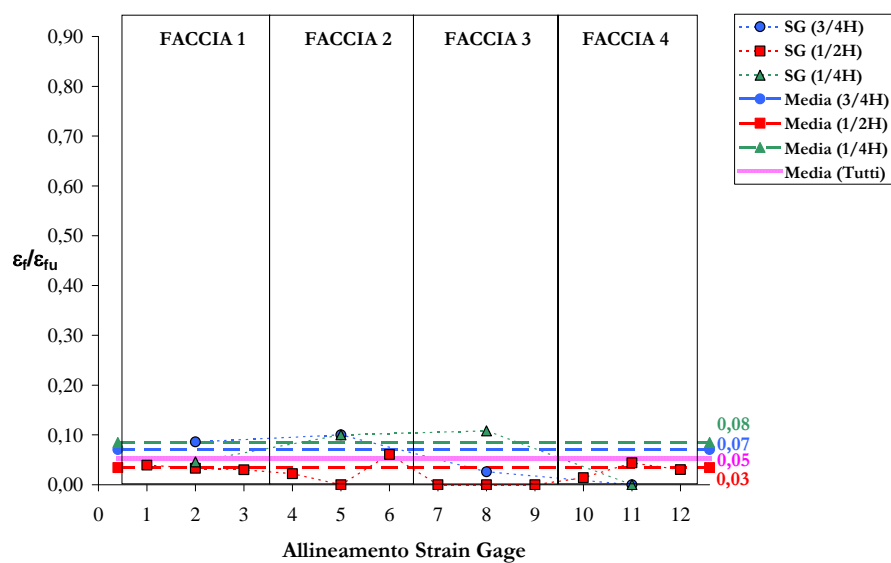


Figura B.24 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gr-3 al picco

B.4. Campioni della serie CT-Gm

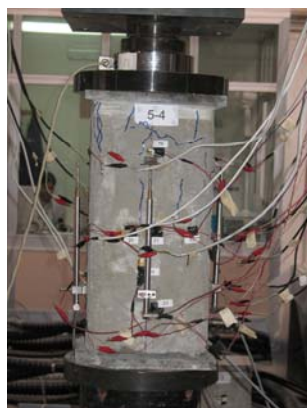


Figura B.25 - Campione della serie CT-Gm durante il test

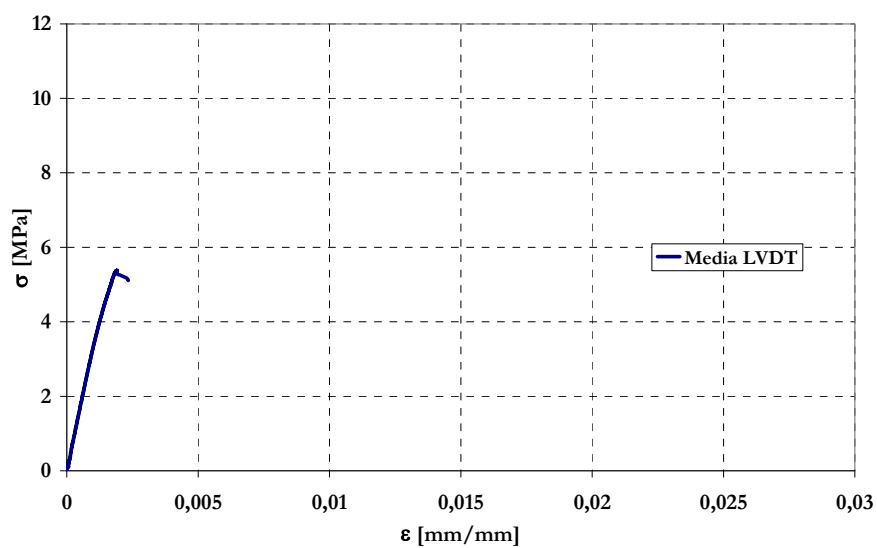


Figura B.26 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Gm-1

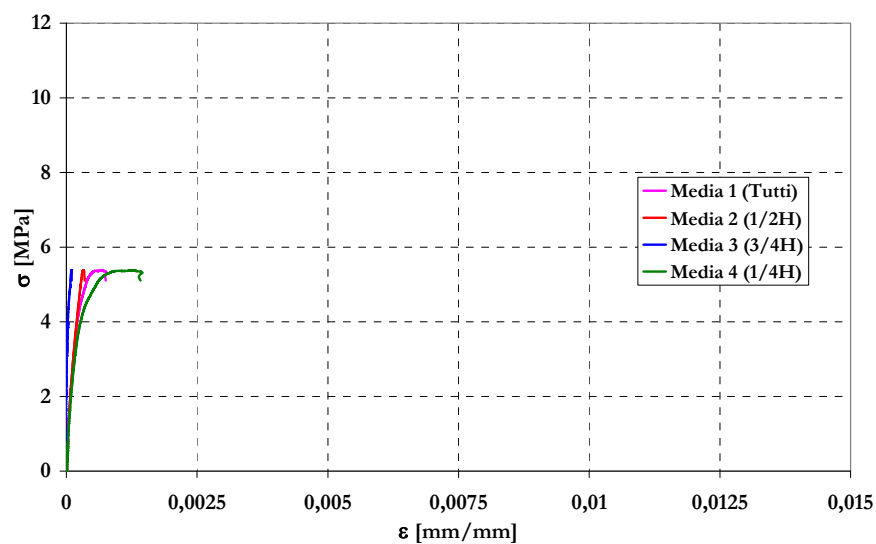


Figura B.27 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gm-1

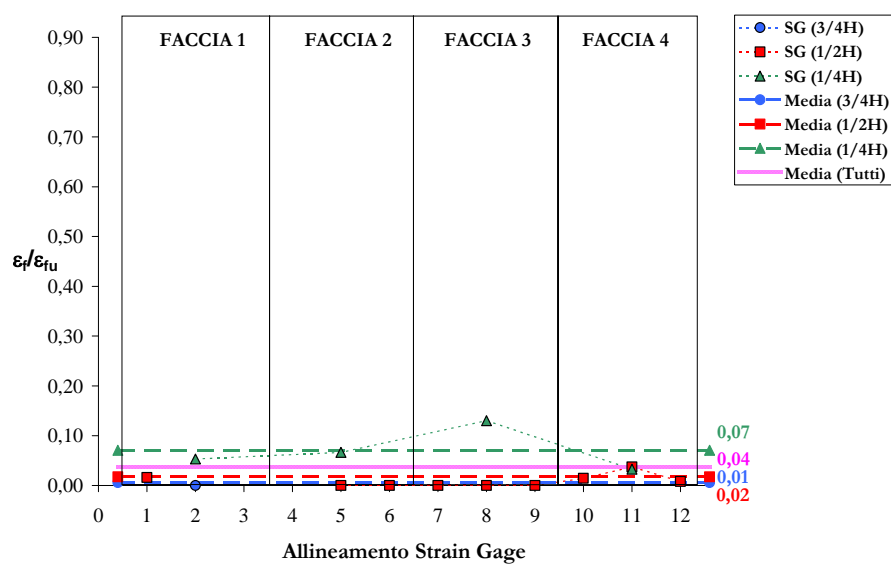


Figura B.28 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gm-1 al picco

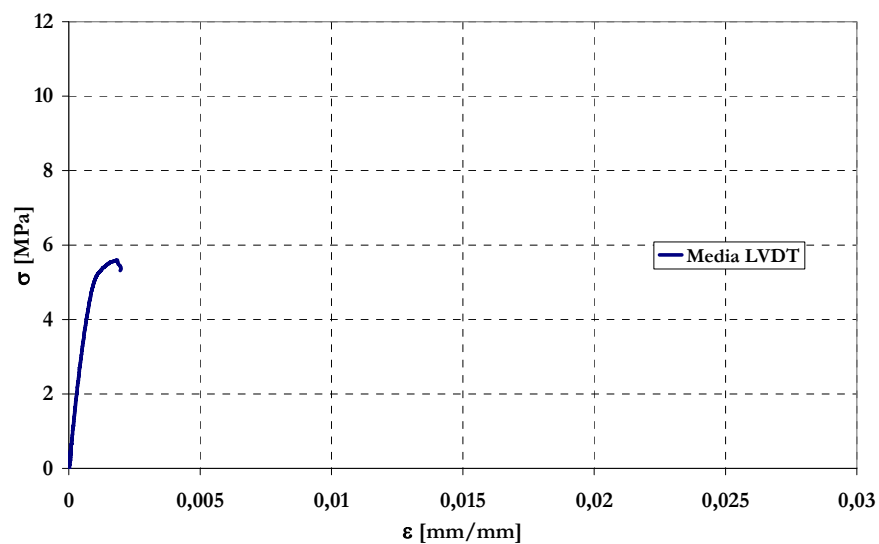


Figura B.29 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Gm-2

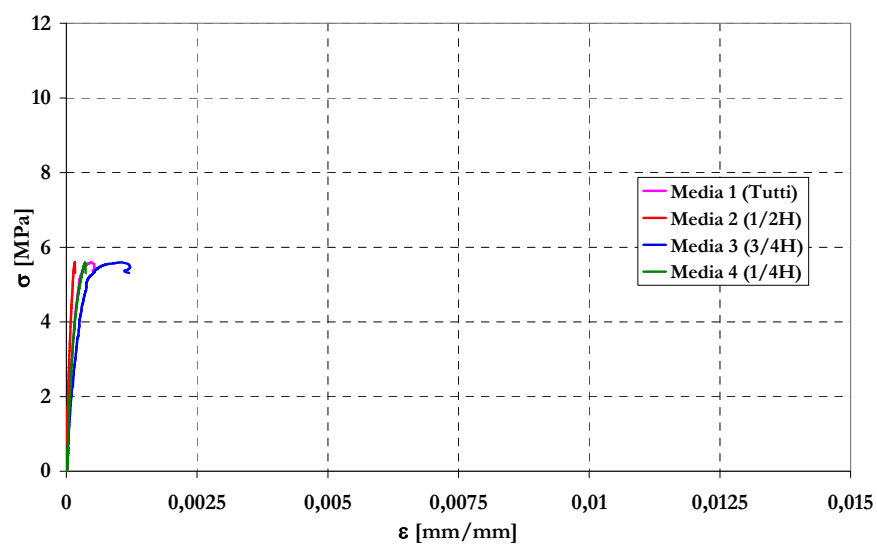


Figura B.30 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gm-2

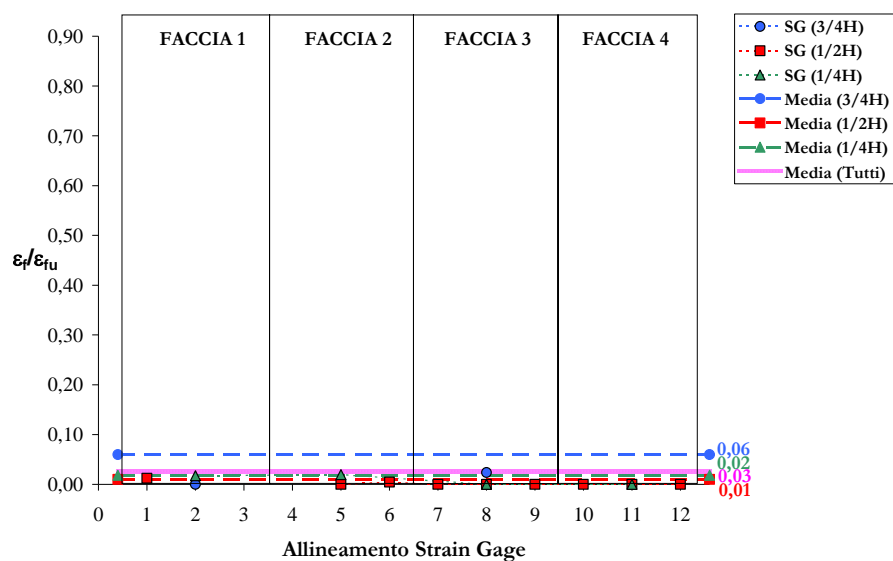


Figura B.31 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gm-2 al picco

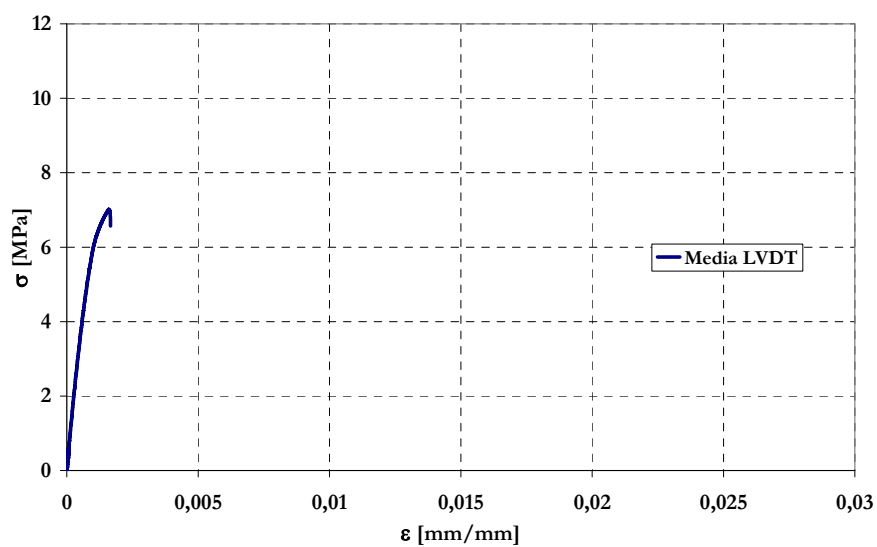


Figura B.32 - Legame tensione-deformazione del campione CT-Gm-3

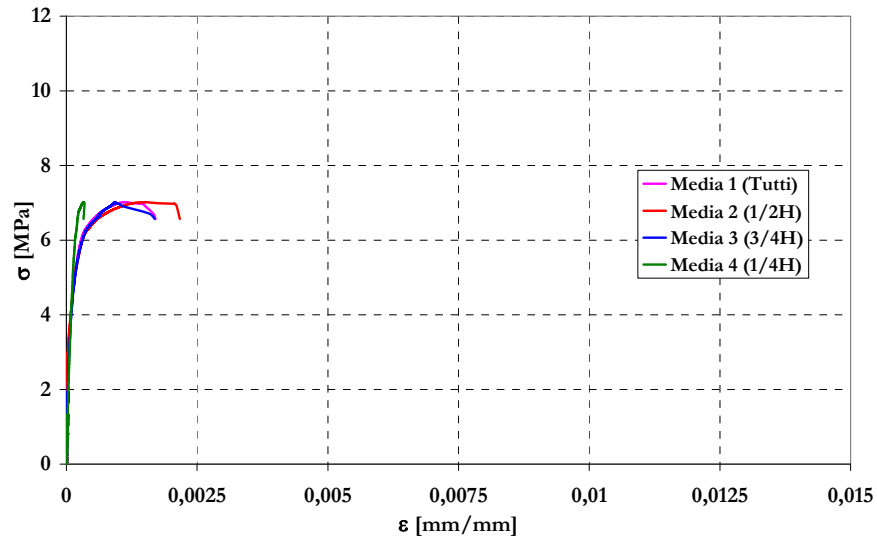


Figura B.33 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gm-3

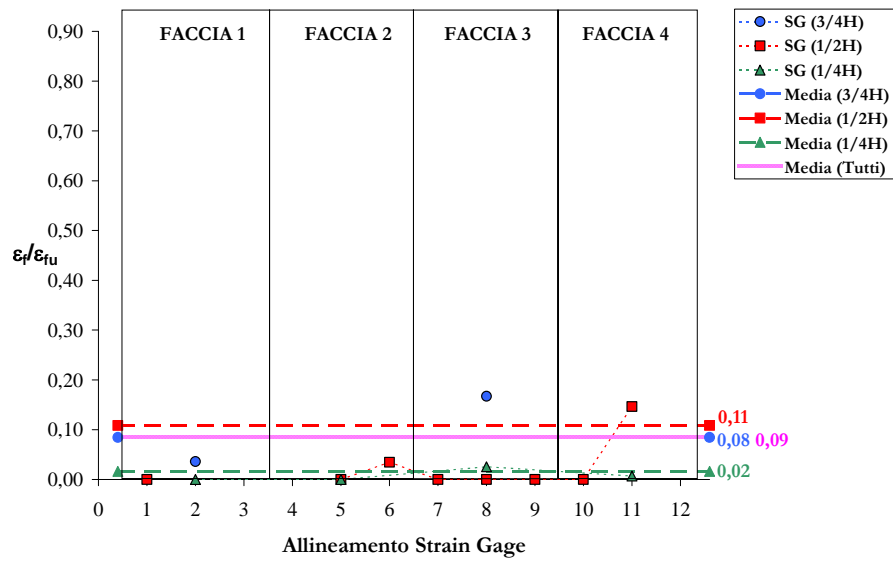


Figura B.34 – Deformazioni trasversali del campione CT-Gm-3 al picco

B.5. Campioni della serie CT-m



Figura B.35 - Campione della serie CT-m alla fine del test

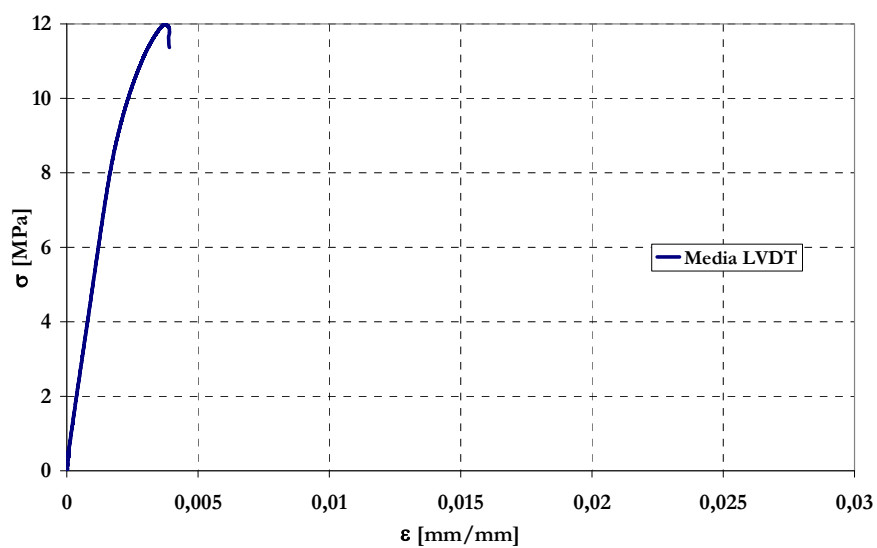


Figura B.36 - Legame tensione-deformazione del campione CT-m-1

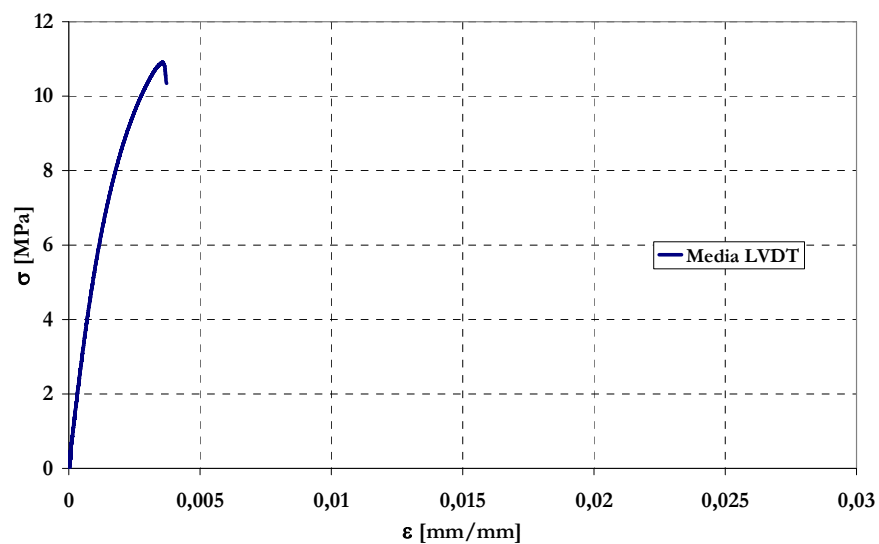


Figura B.37 - Legame tensione-deformazione del campione CT-m-2

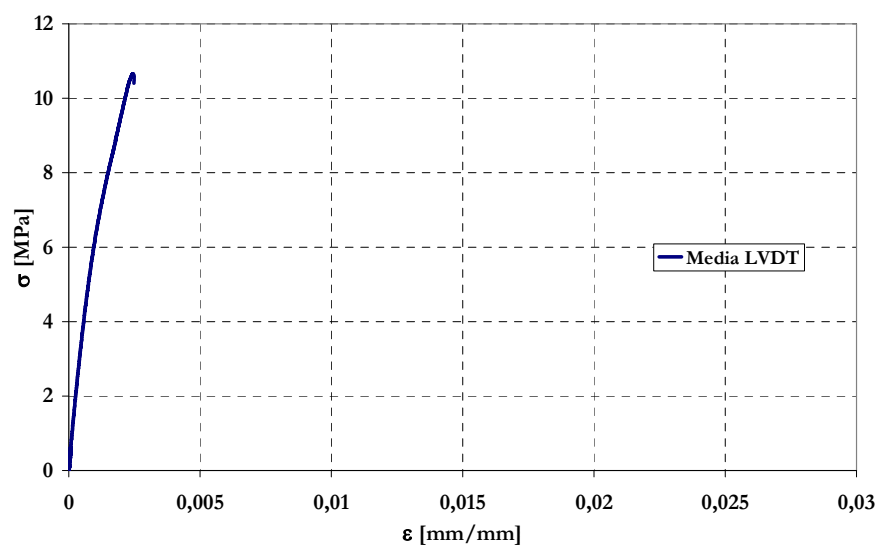


Figura B.38 - Legame tensione-deformazione del campione CT-m-3

B.6. Campioni della serie UB



Figura B.39 - Campione della serie UB alla fine del test

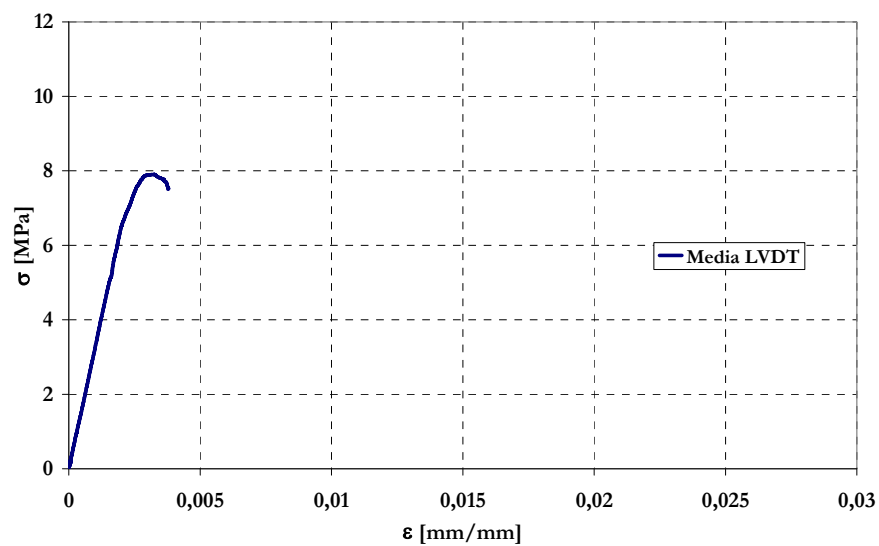


Figura B.40 - Legame tensione-deformazione del campione UB-1

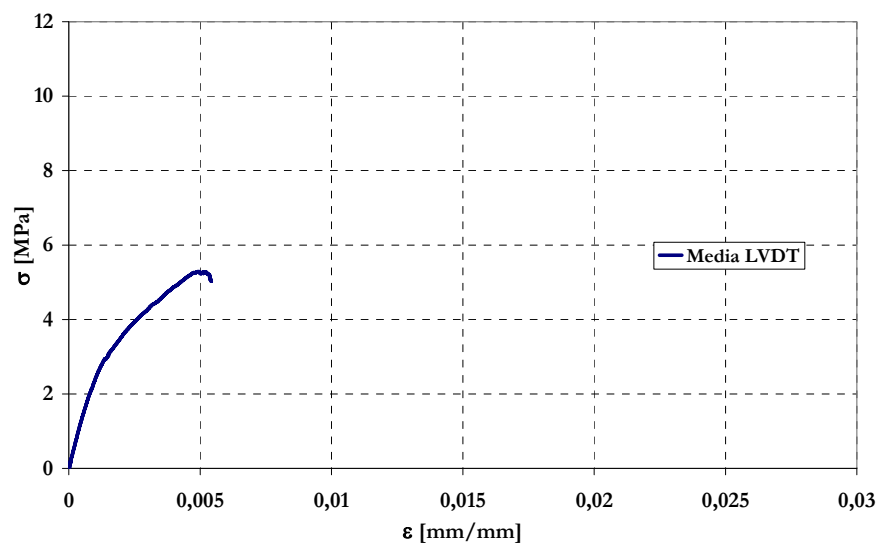


Figura B.41 - Legame tensione-deformazione del campione UB-2

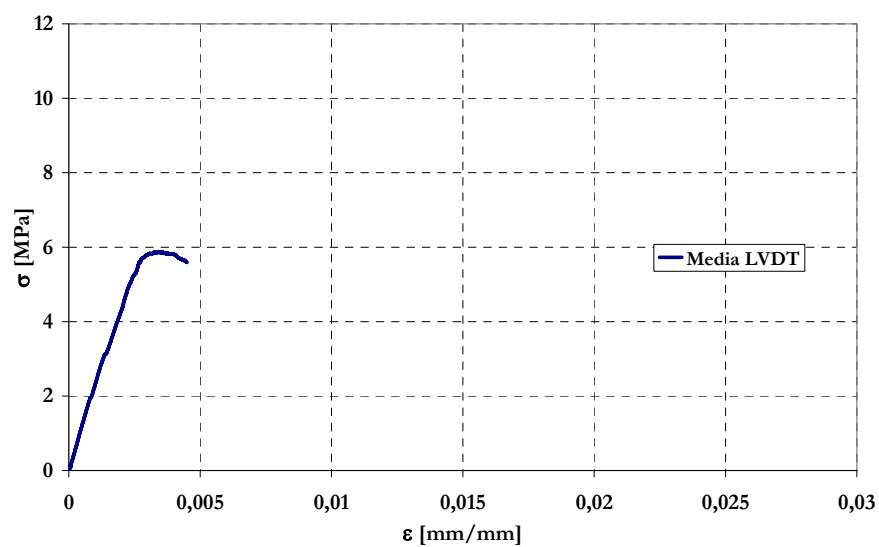


Figura B.42 - Legame tensione-deformazione del campione UB-3

B.7. Campioni della serie CB-Gr



Figura B.43 - Campione della serie CB-Gr alla fine del test

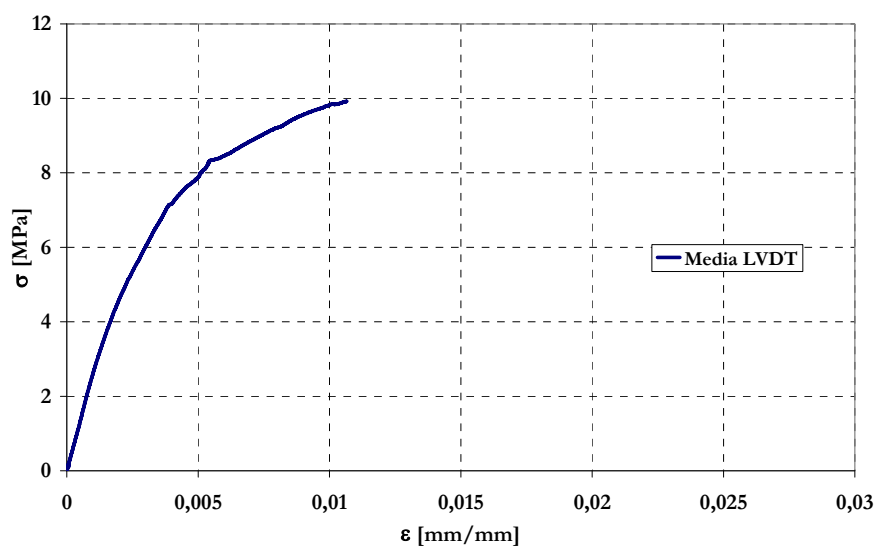


Figura B.44 - Legame tensione-deformazione del campione CB-Gr-1



Appendice B

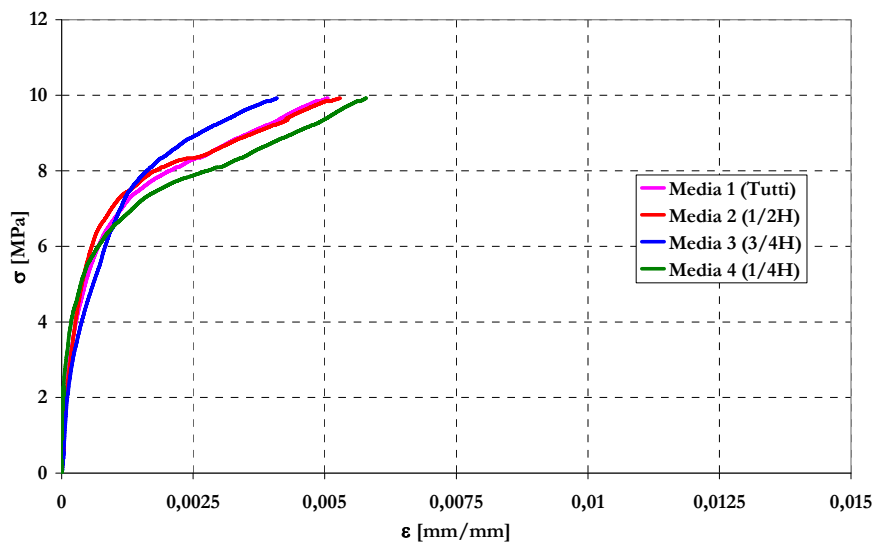


Figura B.45 – Deformazioni trasversali del campione CB-Gr-1

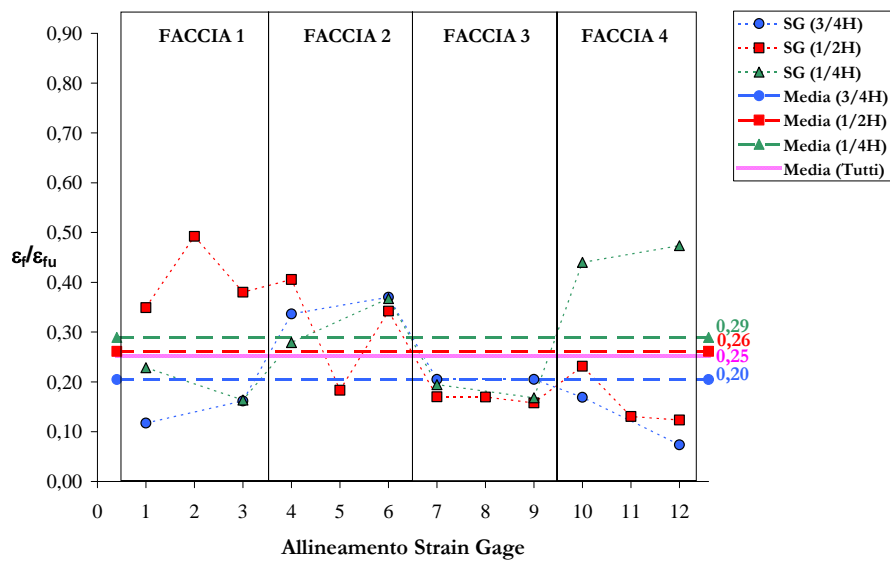


Figura B.46 – Deformazioni trasversali del campione CB-Gr-1 al picco

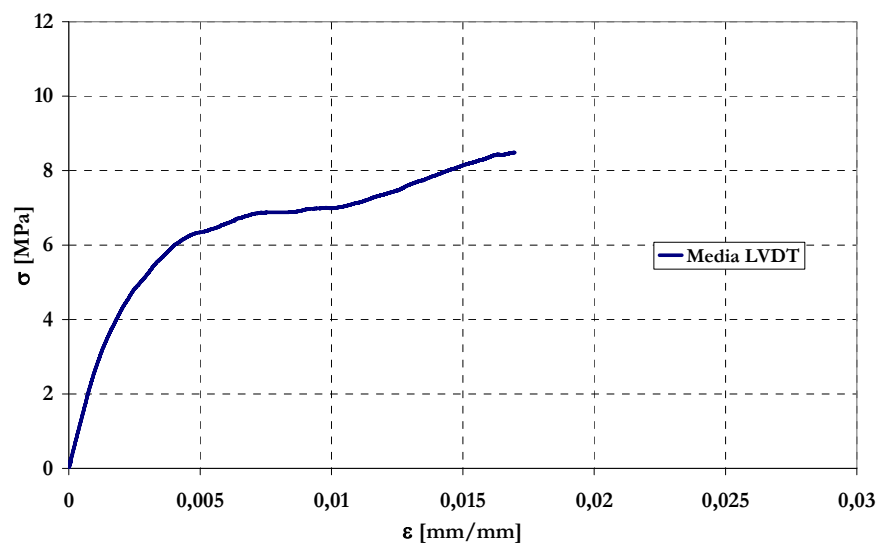


Figura B.47 - Legame tensione-deformazione del campione CB-Gr-2

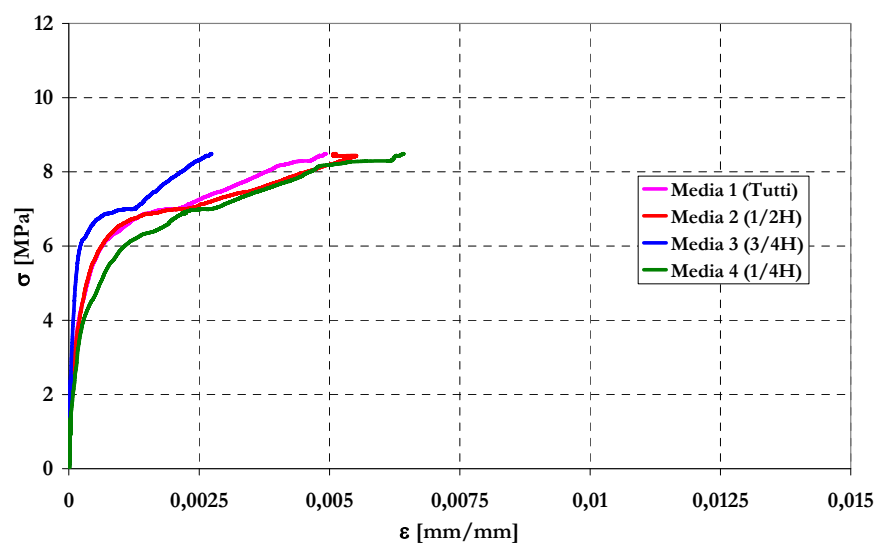


Figura B.48 – Deformazioni trasversali del campione CB-Gr-2



Appendice B

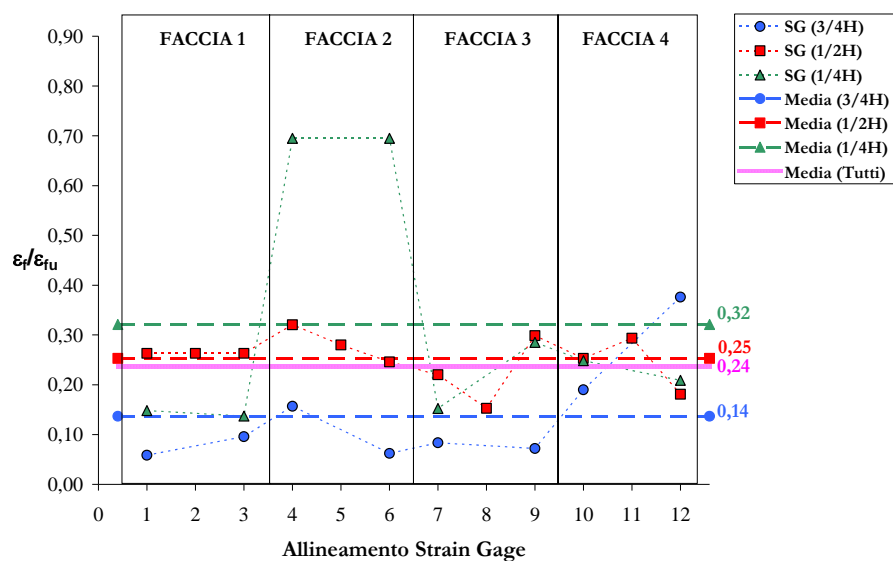


Figura B.49 – Deformazioni trasversali del campione CB-Gr-2 al picco

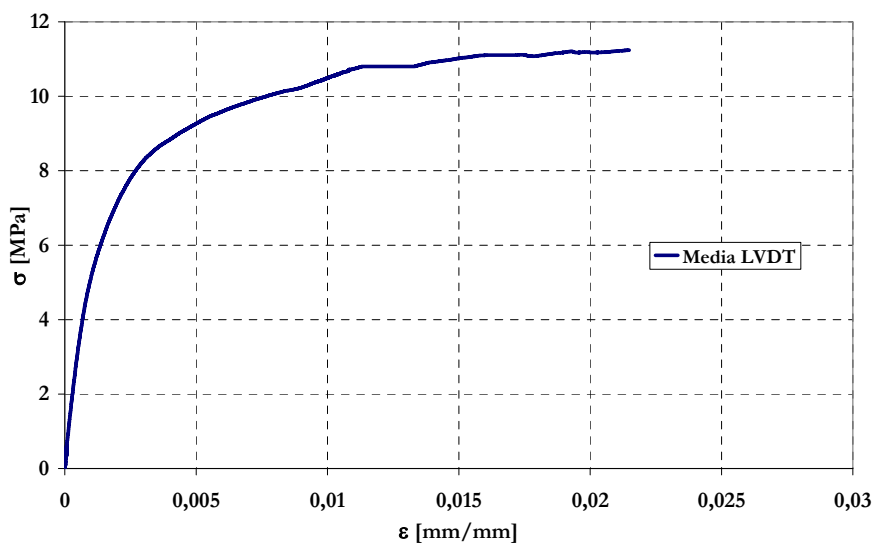


Figura B.50 - Legame tensione-deformazione del campione CB-Gr-3

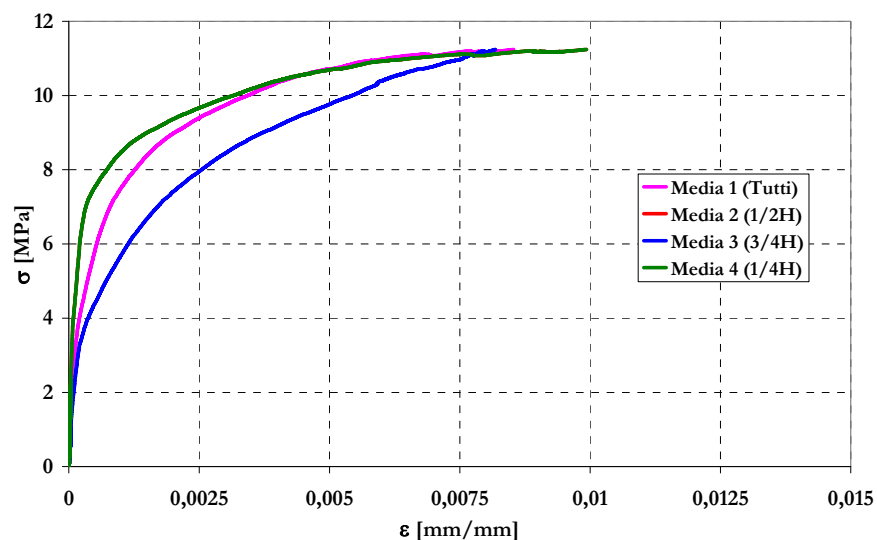


Figura B.51 – Deformazioni trasversali del campione CB-Gr-3

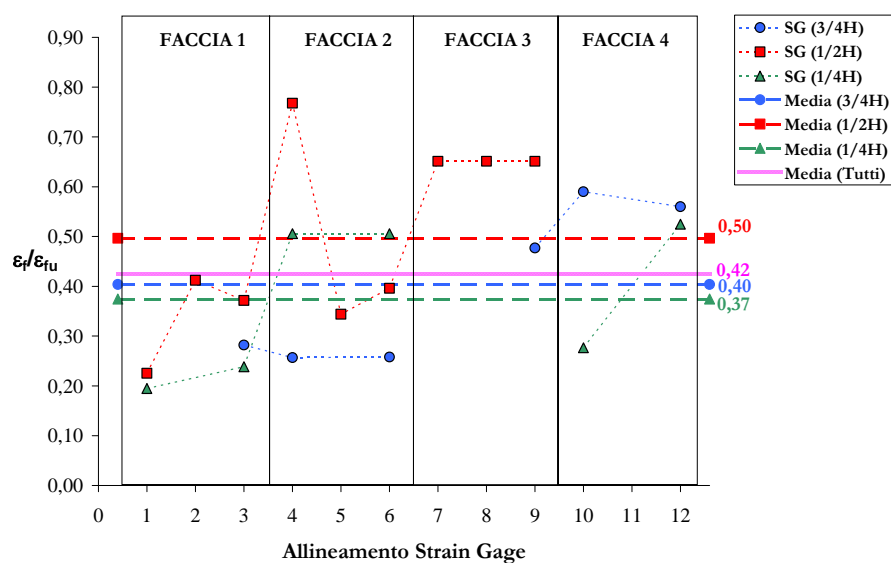


Figura B.52 – Deformazioni trasversali del campione CB-Gr-3 al picco

B.8. Campioni della serie CB-Br



Figura B.53 - Campione della serie CB-Br durante il test

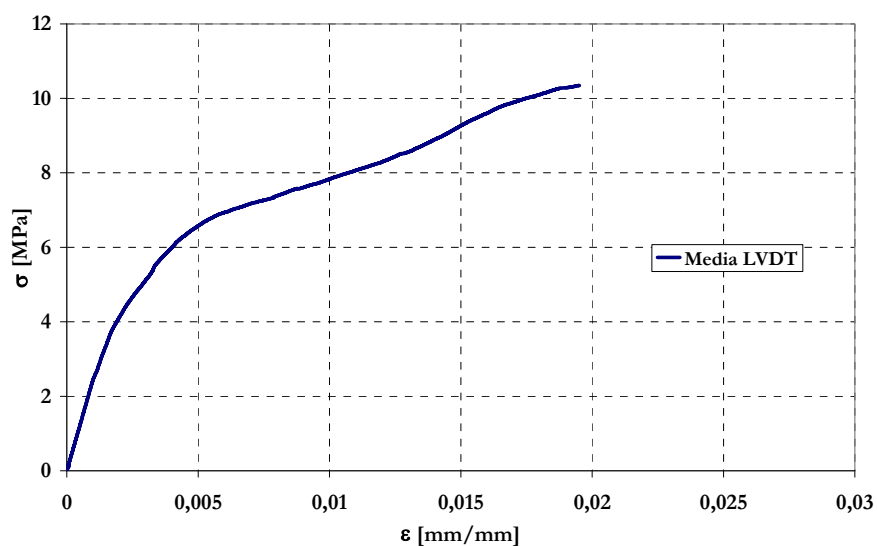


Figura B.54 - Legame tensione-deformazione del campione CB-Br-1

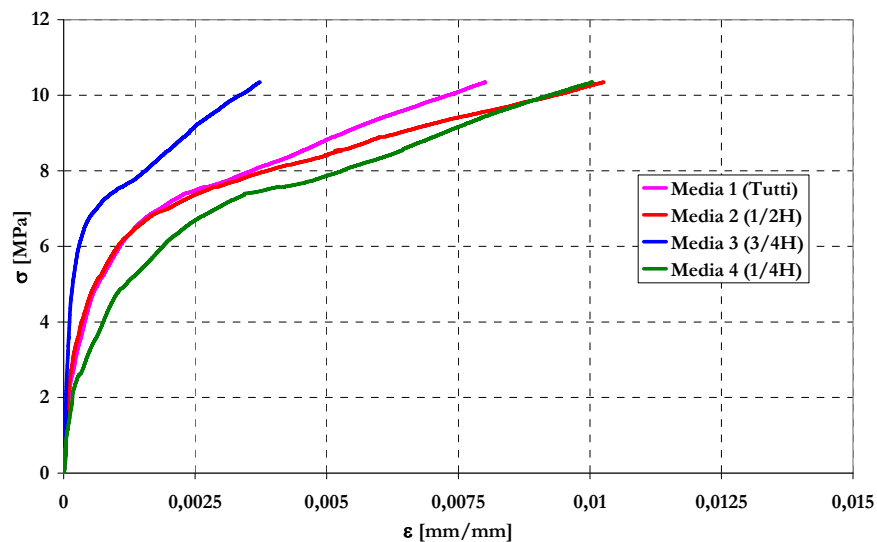


Figura B.55 – Deformazioni trasversali del campione CB-Br-1

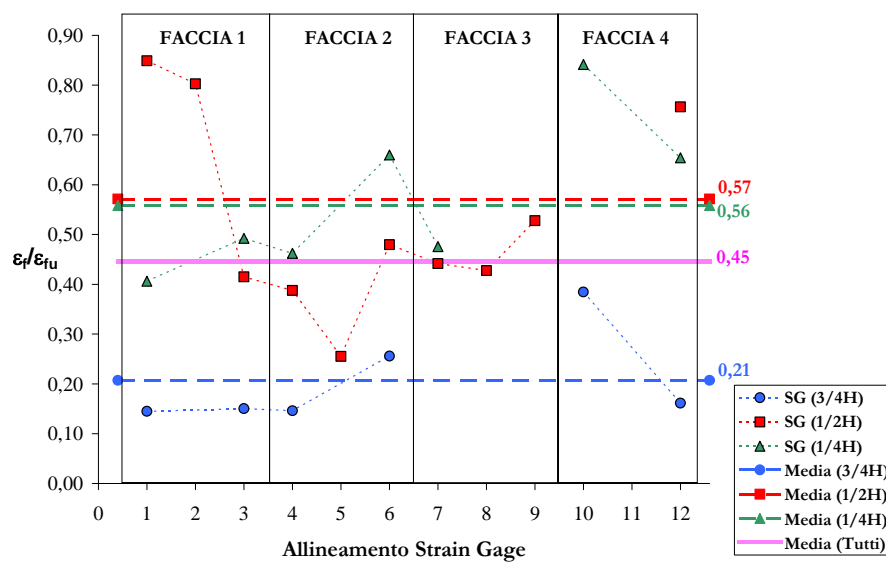


Figura B.56 – Deformazioni trasversali del campione CB-Br-1 al picco

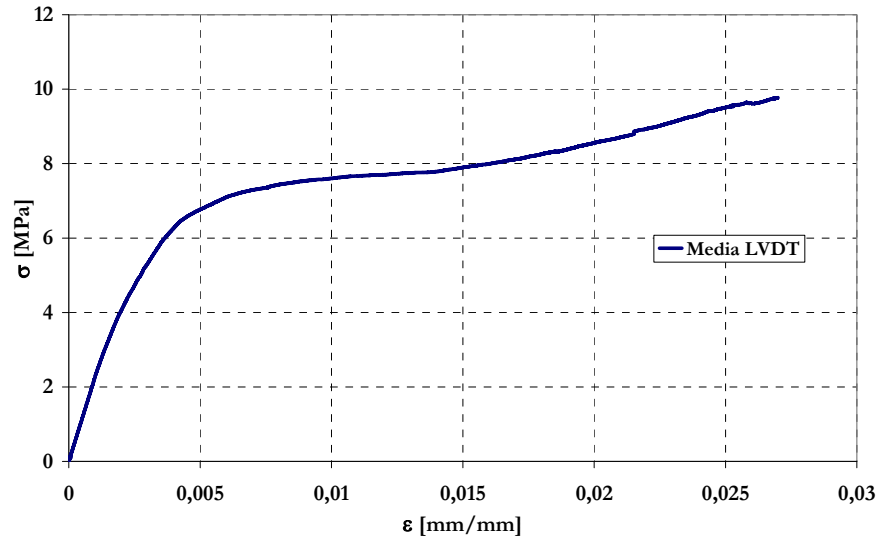


Figura B.57 - Legame tensione-deformazione del campione CB-Br-2

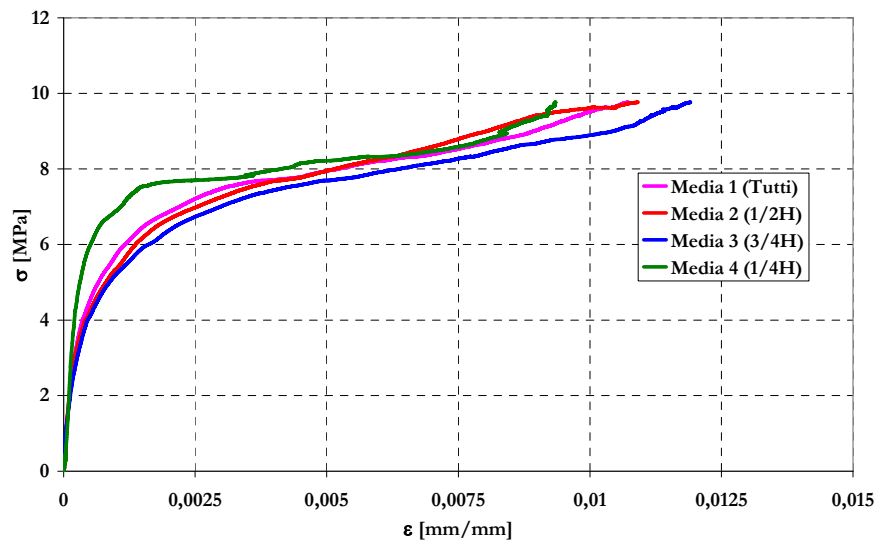


Figura B.58 – Deformazioni trasversali del campione CB-Br-2

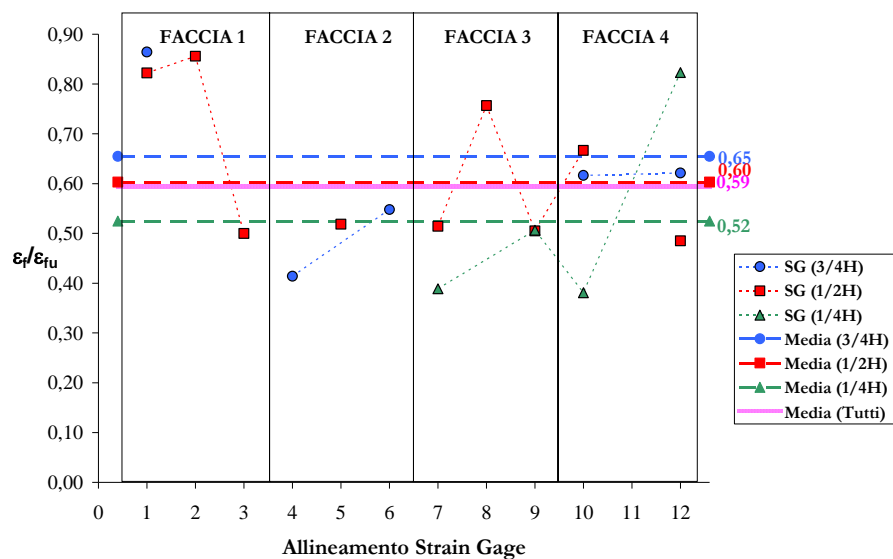


Figura B.59 – Deformazioni trasversali del campione CB-Br-2 al picco

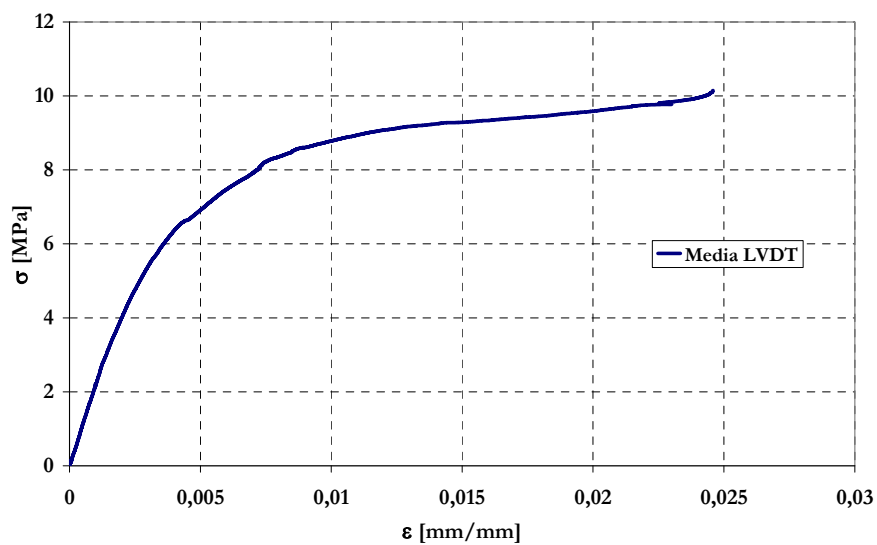


Figura B.60 - Legame tensione-deformazione del campione CB-Br-3



Appendice B

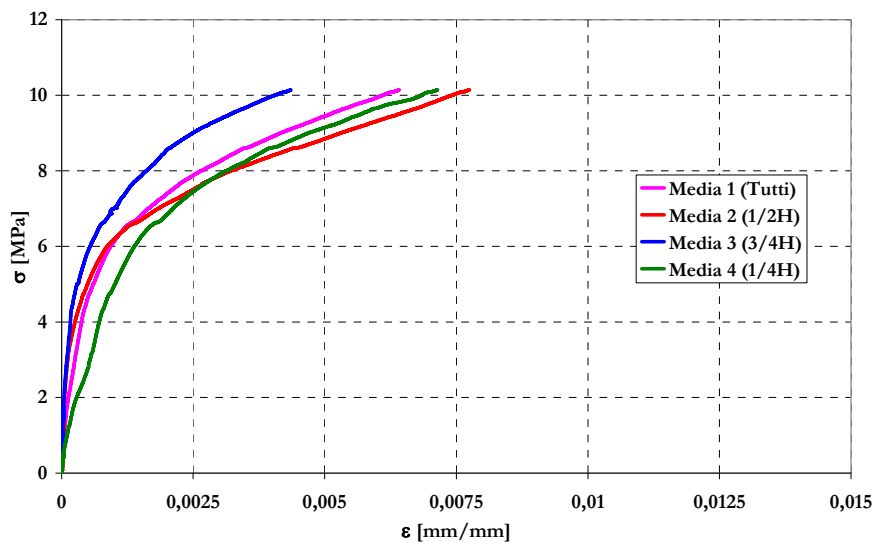


Figura B.61 – Deformazioni trasversali del campione CB-Br-3

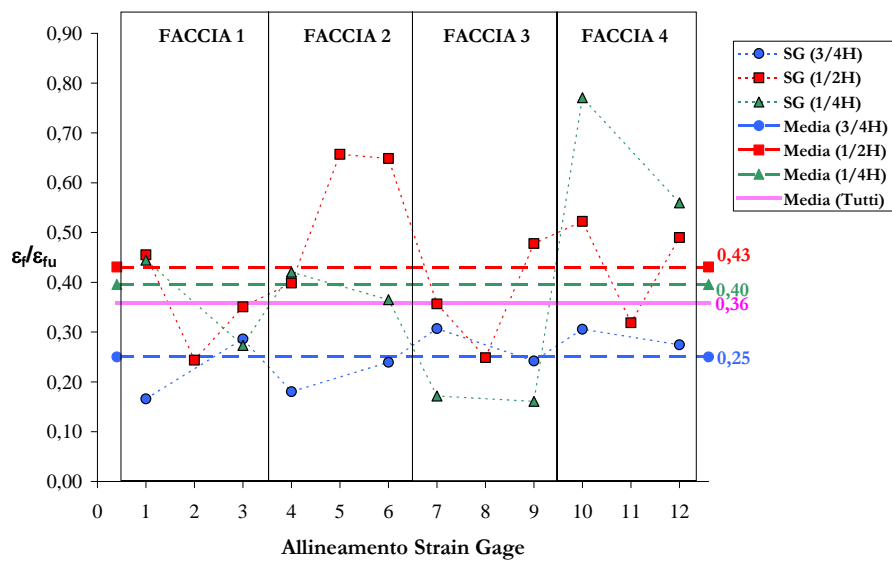


Figura B.62 – Deformazioni trasversali del campione CB-Br-3 al picco

B.9. Campioni della serie CB-Gm



Figura B.63 - Campione della serie CB- Gm durante il test

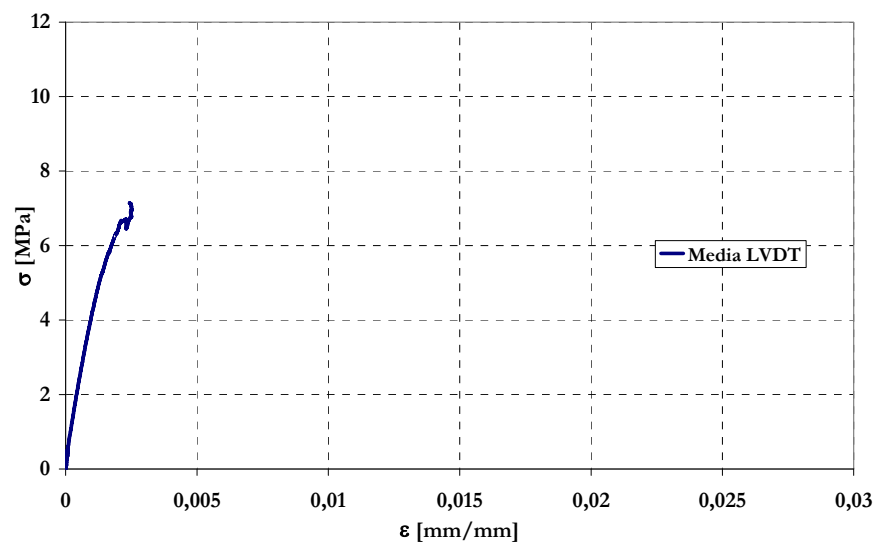


Figura B.64 - Legame tensione-deformazione del campione CB- Gm-1

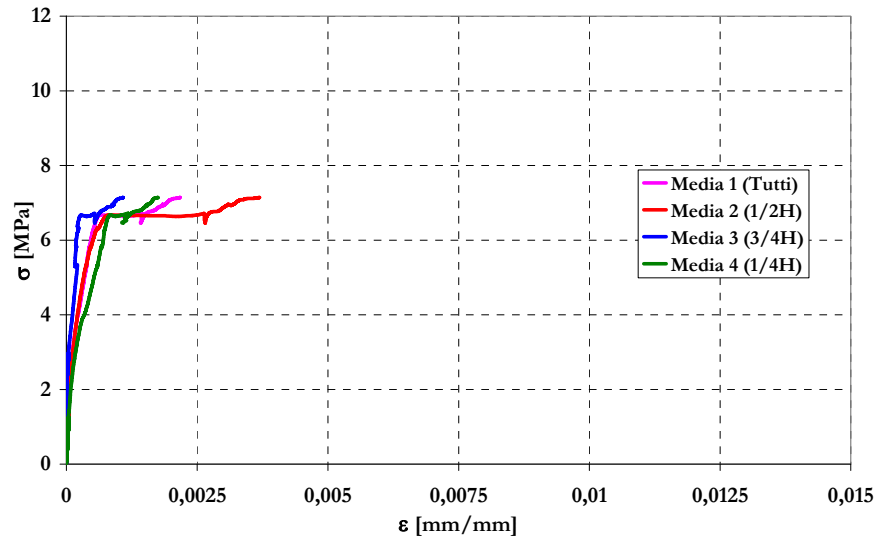


Figura B.65 – Deformazioni trasversali del campione CB- Gm-1

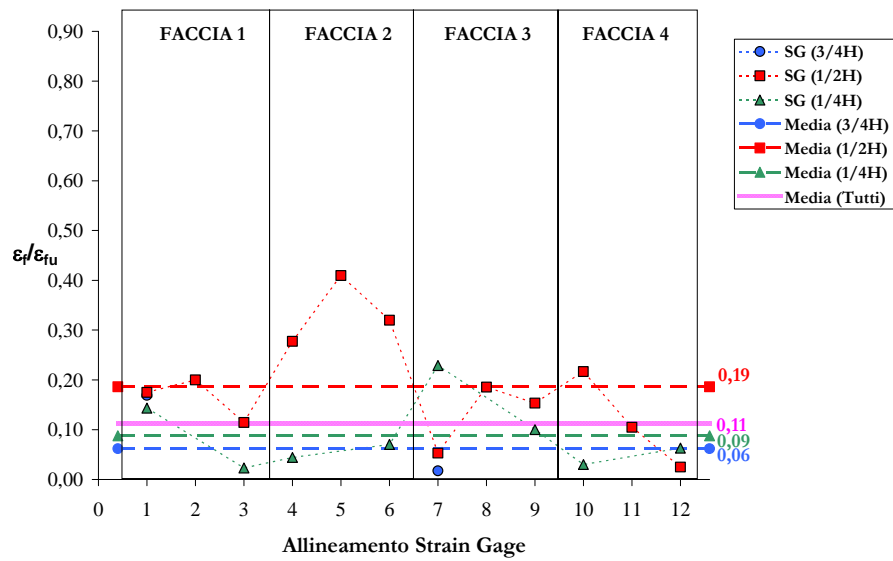


Figura B.66 – Deformazioni trasversali del campione CB- Gm-1 al picco

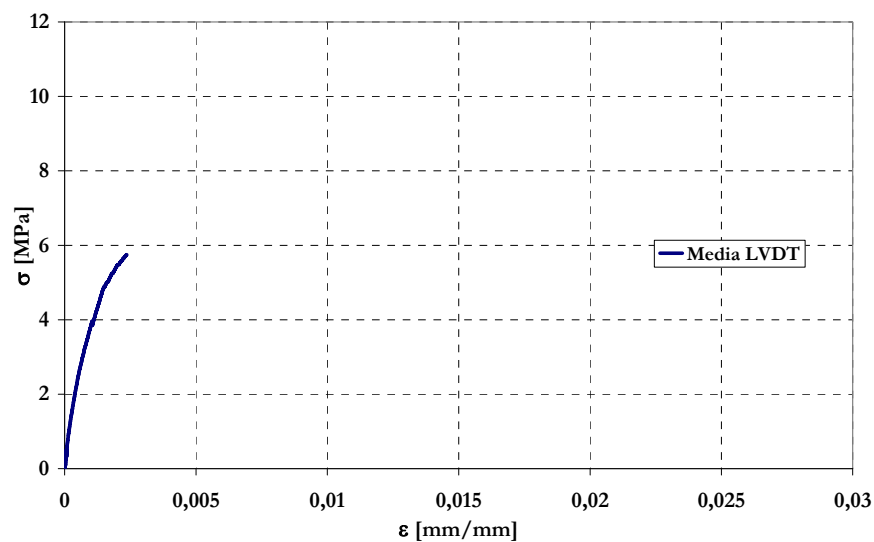


Figura B.67 - Legame tensione-deformazione del campione CB- Gm-2

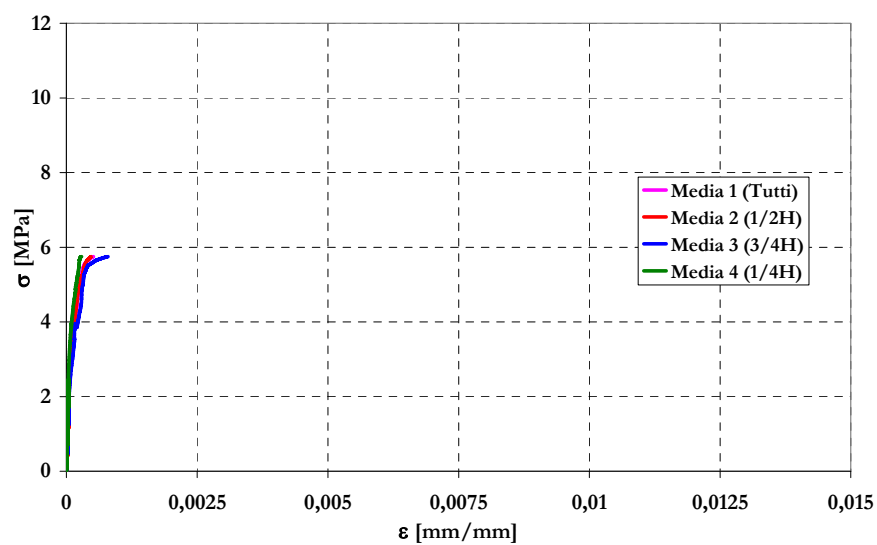


Figura B.68 – Deformazioni trasversali del campione CB- Gm-2



Appendice B

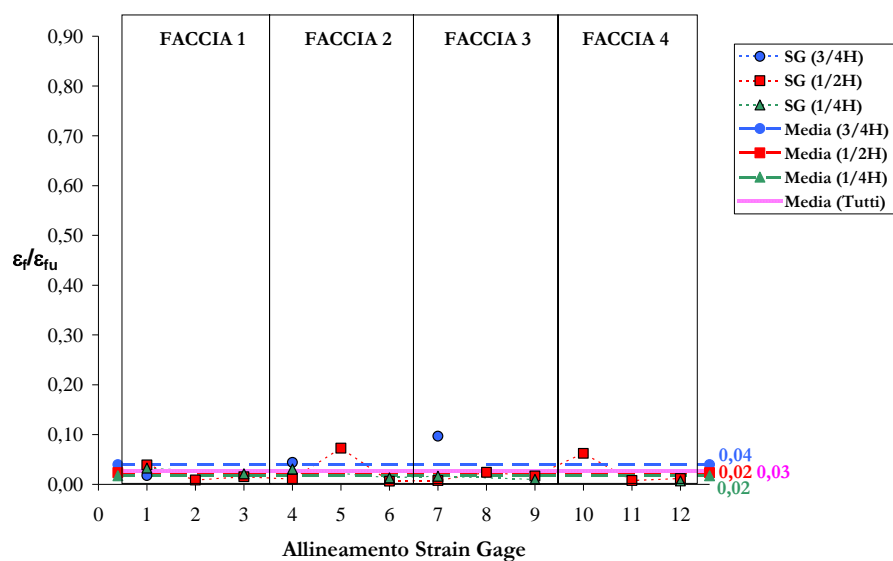


Figura B.69 – Deformazioni trasversali del campione CB-Br-2 al picco

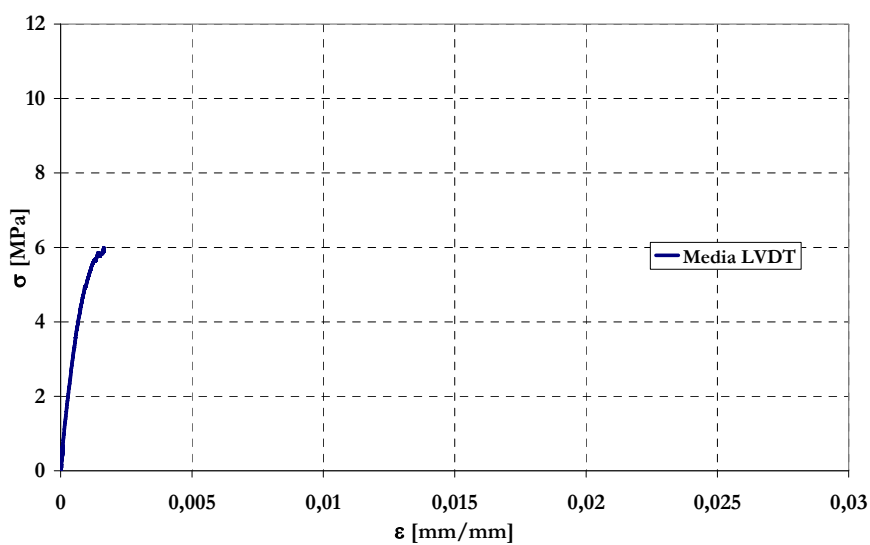


Figura B.70 - Legame tensione-deformazione del campione CB- Gm-3

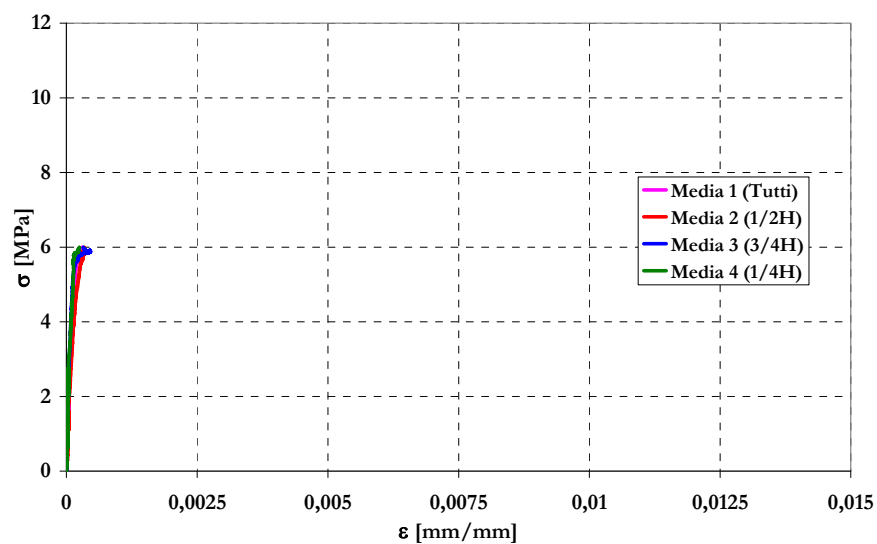


Figura B.71 – Deformazioni trasversali del campione CB- Gm-3

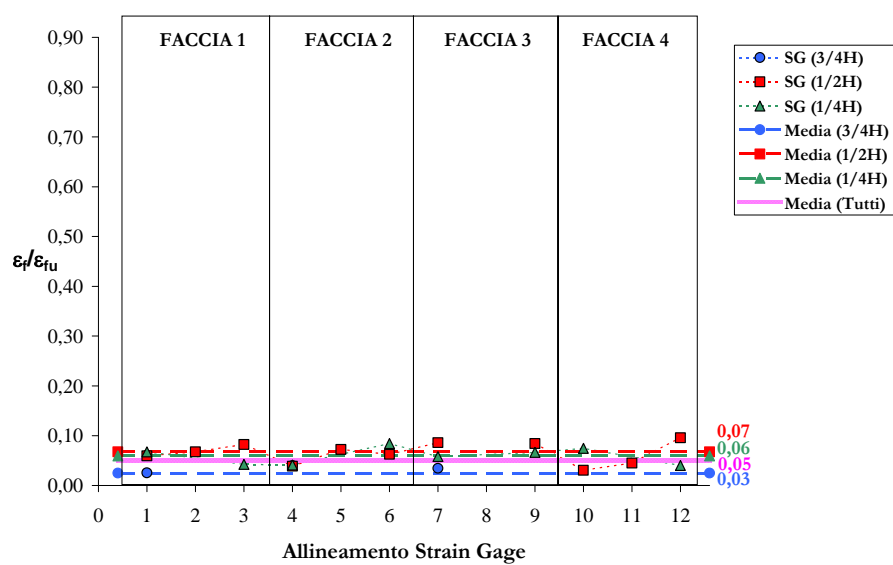


Figura B.72 – Deformazioni trasversali del campione CB- Gm-3 al picco

B.10. Campioni della serie CB-m



Figura B.73 - Campione della serie CB-m durante il test

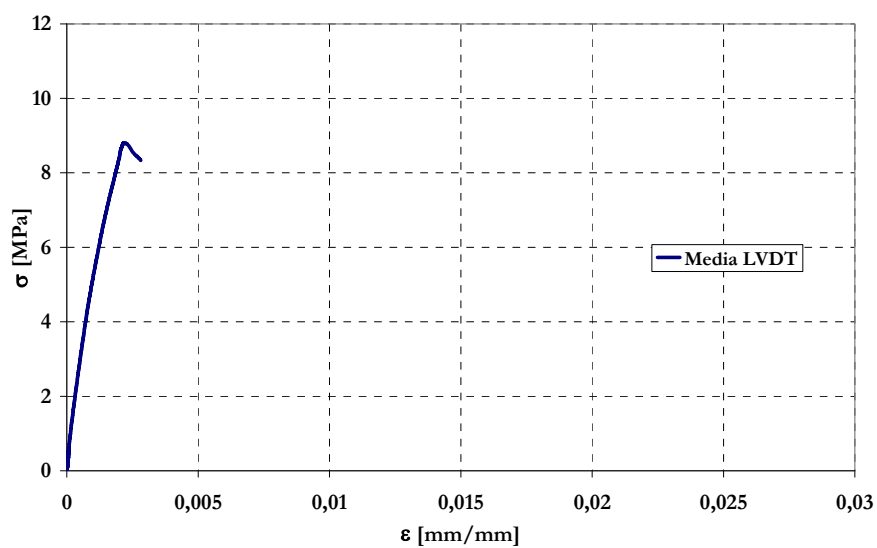


Figura B.74 - Legame tensione-deformazione del campione CB-m-1

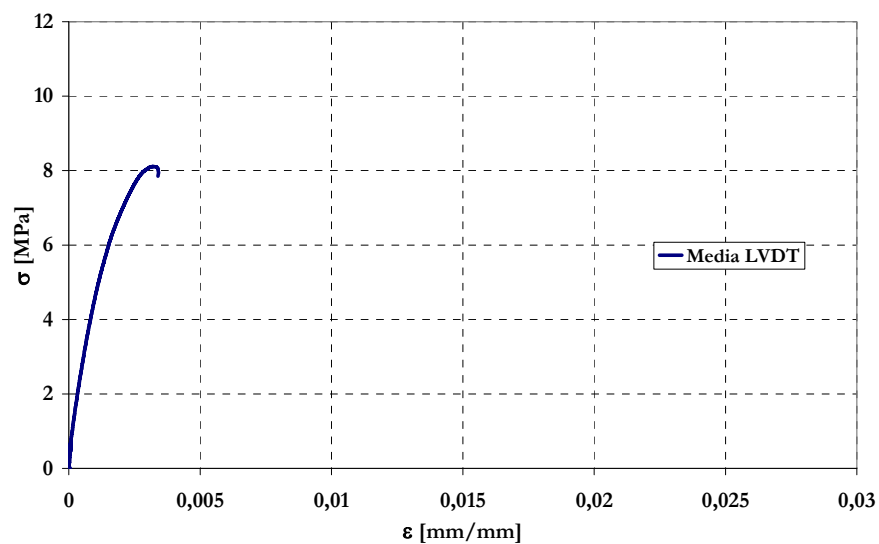


Figura B.75 - Legame tensione-deformazione del campione CB-m-2

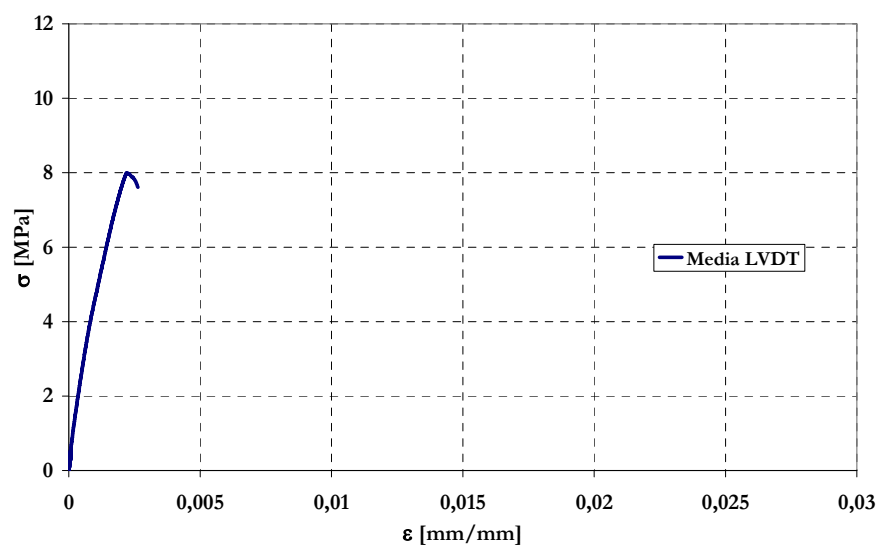


Figura B.76 - Legame tensione-deformazione del campione CB-m-3